

DER STAHLBAU

SCHRIFTLEITER:

PROFESSOR DR.-ING. DR.-ING. E. h. KURT KLÖPPEL, DARMSTADT, TECHNISCHE HOCHSCHULE

XXVII. JAHRGANG

1958

MIT 615 BILDERN

Alle Rechte vorbehalten — Nachdruck verboten

Printed in Germany



BERLIN 1958

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H.K. KLÖPPEL · DARMSTADT
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 1 — Januar 1958

Baufenschutz



CERINOL
Beton- und Mörtelzusätze
Dichtungs- und Schnellbindemittel
Betonverflüssiger Mischöl

EUROLAN
Schutzanstrich für Beton
und Eisen

Zugelassen b. d. Bundesbahn (A. I. B.)

FRIGIDOL
Frostschutzmittel ermöglicht
Beton-, Maurer- u. Verputzarbeiten
bei jeder Kälte

DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN
Fernruf: Sa.-Nr. 21 87

ANZEIGEN

in „DER STAHLBAU“

**stets im Blickfeld**
der Auftraggeber


METALLOGEN

Die Entwicklung der Schweißtechnik

führt zur fortlaufenden Verbesserung unserer
Fabrikate · Verwenden Sie deshalb bei Ihren
Schweißarbeiten

Metallogen
ELEKTRODEN



*Einmal erprobt,
immer gelobt!*

Metallogen
W A T T E N S C H E I D

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wieder-
verkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.



Planungsgrundlagen für den städtebaulichen Ideenwettbewerb HAUPTSTADT BERLIN

Denkschrift, bearbeitet vom Senator für Bau- und Wohnungswesen,
Abteilung Landes- und Stadtplanung, Berlin,

unter Mitwirkung von: Prof. D. Dr. Otto Bartning, Prof. Werner Hebebrand, Prof. Rudolf Hillebrecht, Ministerialdi-
gent Johannes Rossig, Senatsdirektor Gustav Schneevoigt, Senator Rolf Schwedler, Dr. Bernhard Skrodzki, Ministerial-
dirigent Max Steinbiß, Senatsbaudirektor Hans Stephan und Prof. Edgar Wedepohl

Herausgegeben 1957 vom Bundesminister für Wohnungsbau, Bonn, und vom Senator für
Bau- und Wohnungswesen, Berlin

Format 42 × 30 cm. 148 Seiten, 42 Bilder, 39 farbige Karten, 4 Luftbildaufnahmen

Ganzleinen DM 39,-

Die Regierung der Bundesrepublik Deutschland und der Senat von Berlin haben einen internationalen städtebaulichen Wettbewerb aus-
geschrieben, der die Aufgabe hat, die Grundlagen für die Neugestaltung der Mitte Berlins zu schaffen. Mit der baulichen Neugestaltung
soll gleichzeitig auch die geistige Aufgabe Berlins als Hauptstadt Deutschlands und als moderne Weltstadt zum Ausdruck gebracht wer-
den. Die Mitarbeit ausländischer Architekten wird die Verbundenheit zwischen Berlin und den Völkern Europas besonders zum Ausdruck
bringen. Diese einmalige Gelegenheit, einer Stadt von dieser Bedeutung nach den großen Zerstörungen des Krieges ein neues Gesicht
zu geben, gibt Berlin die Chance für eine neue strukturelle Ordnung seiner Innenstadt nach heutigen städtebaulichen Forderungen.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN-WILMERSDORF

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



Eisenbahnbrücke
über den Main
bei Schweinfurt

Geschweißte Ausführung,
Anschlüsse hv-verschraubt

Johannes Dörnen • Stahlbauwerk • Dortmund-Derne

Die ARCOS-Spezialmarke.
Seit über 30 Jahren unübertroffen.
Erstes Symbol der Wechselstromschweißung.
Die preiswerte dünnhüllte Elektrode mit
extrem elastischem Lichtbogen, geeignet für
außergewöhnlich umfangreiches Anwendungsgebiet.

REFORMEND-A

Riß- u. porenfreie Schweißnähte an Werkstoffen mit
höherem Kohlenstoff-, Phosphor- oder Schwefelgehalt.
Überbrückung größerer Luftspalten auch bei ungenauen Schweißkanten.
Wesentliche Entlastung Ihrer Schweißer.
Für Baust. St. 34-St. 42; Stahlg. GS-38.
DB E 34; E 37; Germ. Lloyd.



GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK M.B.H. JÜLICHERSTR. 122 134 · TEL. 34841 42 · FS. 0832 701
Schweiß- und Schneid-Elektroden · Netzmantel- und Falzdrähte · Transformatoren
Schweißautomaten · Ausrüstungen · Balance-Positioner



Loithalbrücke · Bundesautobahn München — Salzburg

NEUSSER EISENBAU

Bleichert K.G. - Neuss/Rh.

BRÜCKENBAU

STAHLHOCHBAU

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

Jahrgang Berlin, Januar 1958 Heft 1

Inhalt

Seite

er, Erwin, Städt. Oberbaurat, Düsseldorf: Nordbrücke Düsseldorf. I. Teil: Gesamtanlage und Montage der neuen Rheinbrücke	1
nen, A., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., Dortmund- Derne, und Trittler, G., Dr.-Ing., Marl: Kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Lippe- Seiten-Kanal (km 38,375) der Chemischen Werke Hüls A. G., Marl	7
itwieser, H., Direktor und Baldauf, L., Dr.-Ing., Gustavs- burg: Entwicklung und Gestaltung von Scherzer- Klappbrücken-Antrieben	9
nsleben, F., Dr.-Ing. E. h., Krefeld: Kritische Gedan- ken zur Bemessung der Querverbindungen mehr- teiliger Druckstäbe	15
schmer, Otto, Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: Neuere Er- kenntnisse bei Brückenbelägen	16

verschiedenes:

ka, Bernhard, Ing.: Das bedingte Kraftverhältnis am querbelasteten Druckstab aus einer Fehlerbegren- zung zwischen der Stabverformung nach der Theorie I. und II. Ordnung	19
cher, G., Dipl.-Ing.: Die Punktschweißung bei schweren Stahlkonstruktionen	20
ida, W., Dr.-Ing.: Stahlkuppel der Fest- und Sporthalle in Charlotte, North Caroline, USA	21
ier, Kurt: Sprödbücke an Behälterbauwerken aus Stahl	22
thkiss, G., John, District Engineer: Der Bau eines Baldachins im Zentralbahnhof der Pennsylvania Rail- road in New York	26
H., Dr.: Neue Kunststoffüberzüge für Stahl	27
rsönliches	
Professor Dr. h. c., Dipl.-Ing. Arthur Rohn †	28
o Blund †	28
cherschau	28

Bezugsbedingungen

Stetigjährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft
DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahl-
Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder
Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen
n Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.
ellungen für das Ausland sind zu richten

Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,
Basel, Schützenmattstraße 43,
Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino
Capponi 26,
das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.



HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

Herausgegeben vom

Akademischen Verein Hütte e.V., Berlin

28., neubearbeitete Auflage.

Nachstehende Bände sind lieferbar:

HÜTTE I

Theoretische Grundlagen

XXIV, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafel
Ganzleinen DM 36, — Leder DM 45,60

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte
und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 7700 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE II A

Maschinenbau (Teil A)

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafel
Ganzleinen DM 25, — Leder DM 34, —

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte
und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 3000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE III

Bautechnik

XXVIII, 1616 Seiten, 2344 Bilder, 286 Tafel
Ganzleinen DM 42, — Leder DM 51, —

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte
und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 4350 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE IV A

Elektrotechnik (Teil A)

Starkstrom- und Lichttechnik

XX, 946 Seiten, 2104 Bilder, 205 Tafel
Ganzleinen DM 39, — Leder DM 49, —

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte
und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 4000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

HÜTTE V B

Verkehrstechnik (Teil B) und Vermessungstechnik

XVI, 588 Seiten, 634 Bilder, 116 Tafel
Ganzleinen DM 56, — Leder DM 64,20

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte
und der zugehörigen Registerseite, sowie einem Stichwort-
verzeichnis mit 2000 alphabetisch geordneten Stichwörtern

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Hef 1

DK 624.5.014.2 Hängebrücken aus Stahl

Im I. Teil dieses Aufsatzes „Nordbrücke Düsseldorf“ werden die Montagevorgänge der Strombrücke beschrieben; es folgt im II. Teil ein Aufsatz über „Statik und Konstruktion der Flutbrücke“ in dem III. Teil über „Statik und Konstruktion der Strombrücke“.

Bild 3 a. Querschnitt des Rampenbauwerks und der Vorland-Brücken

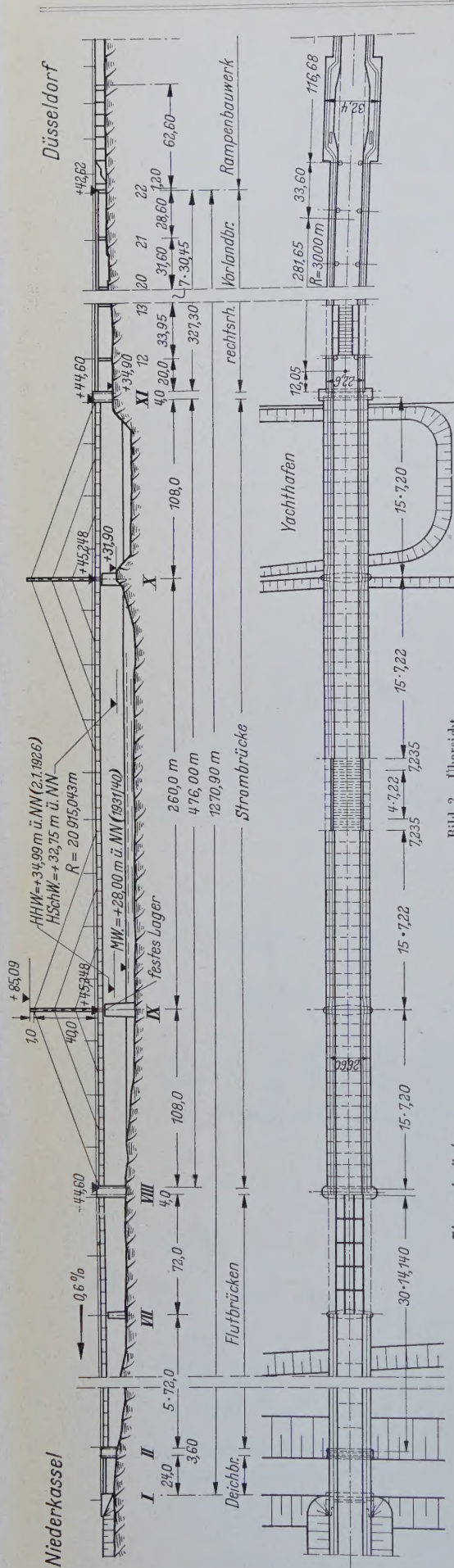


Bild 2. Übersicht

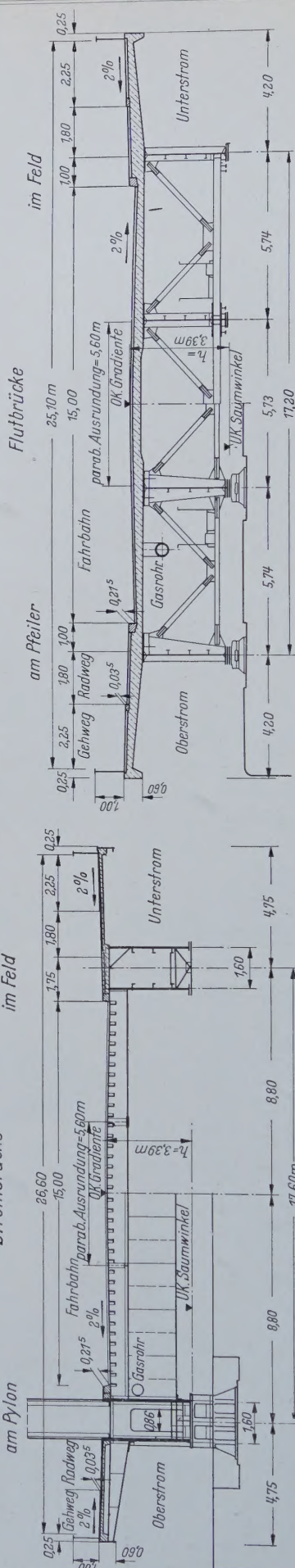


Bild 3 b. Querschnitt der Strom-, Flut- und Deichbrücke

lung der Stahlbauten im linksrheinischen Flussgelände angefangen werden. Die Montage dieser Stahlverbundbrücke²⁾ (Bild 3 b u. 5), die mit Seilen unterspannt ist, lief bis Herbst 1955 planmäßig; dann begann die Montage der Strombrücke, über die im folgenden mehr berichtet wird. Sie wurde im August 1957 soweit weit abgeschlossen, daß die Arbeiten für die Fahrbahn- und Gehwegbeläge auf der ganzen Länge der Brücke begonnen werden konnten.

So wurde in 3 Jahren die Gesamtarbeit der Rheinbrücke vom Rampenbauwerk bis zum linksrheinischen Deich mit 28,7 Mio DM finanziert und fertig ausgeführt.

2. Die Montage der Strombrücke

Aus der Forderung der Schifffahrt, daß kein Gerüste in der Schifffahrtsrinne die Durchfahrt während des Baues behindern sollten, ergab sich die Notwendigkeit des Freivorbauens der Mittelöffnung. Aus wirtschaftlichen und statischen Gründen wurde hierfür das Einschwimmen großer Brückeneinheiten (ganze Brückenquerschnitte) gewählt. Diese Methode des Vorbauens ganzer Querschnitte ist statisch besser als die sonst übliche Vorbauweise mit auf der Brücke laufenden Vorbaugeräten, weil bei ihr eine Vorbelastung und damit eine vorhergehende zusätzliche Spannung in den Einzelteilen nicht erfolgt, d. h. die Hauptträgerkäste erhalten keine Vorspannung aus der Auflager der noch nicht mittragenden Platten, Gehwege usw. In der Seitenöffnung konnten Stützen aufgestellt werden — in der rechtsrheinischen Seitenöffnung auf Land, in der linksrheinischen Seitenöffnung im niedrigen Wasser.

²⁾ Vgl. Beyer, E. und Ernst, H. J.: Erfahrungen und Seilversuche an einer seilunterstützten Verbundkonstruktion (Bauberschnitt Flutbrücke der Nordbrücke Düsseldorf). Stahlbau 26 (1957) H. 7, S. 177/178.

Frankpfähle 8 bis 12 m tief in Kiesboden gerammt, eine Arbeit, die auch während der Wintermonate fortgesetzt werden konnte. Dann liefen im Jahr 1955 die Tiefbauarbeiten in großem Umfang. Es wurden alle 11 Pfeiler für Deich-, Flut- und Strombrücke erstellt und mit Granitmauerwerk verkleidet. Im gleichen Jahr wurde die 330 m lange Hochstraße „Tausendfüßler“ in Spannbeton ausgeführt und auch alle 22 Pfeiler hierfür mit Gründung bis teilweise 13 m tief gebaut. Die Einzelheiten der Gründung, Tiefe und Art erkennt man aus dem Höhenplan (Bild 4).

Zu dieser Zeit liefen auch die Konstruktions- und Werkstattarbeit für die Stahlüberbauten der Flut- und Strombrücke. Sie konnte im Frühjahr 1956 mit der Erstellung

Anzahl der Stützen sollte jedoch im Hochwasserbereich auf die geringste Zahl beschränkt bleiben. Es wurden 2 Joche linksrheinisch eingeplant. Für das Einschwimmen-Manöver selbst waren im wesentlichen die Forderungen zu berücksichtigen, daß höchstens dreimal die Sperrung der Schifffahrt zulässig sei und im übrigen die Schifffahrt nur zeitweise und kurz angehalten werden sollte. Daraus waren alle Voraussetzungen für die Festlegung des endgültigen Montagevorgangs gegeben.

Aus der Übersicht (Bild 6) erkennt man, daß oberstrom der Bau-

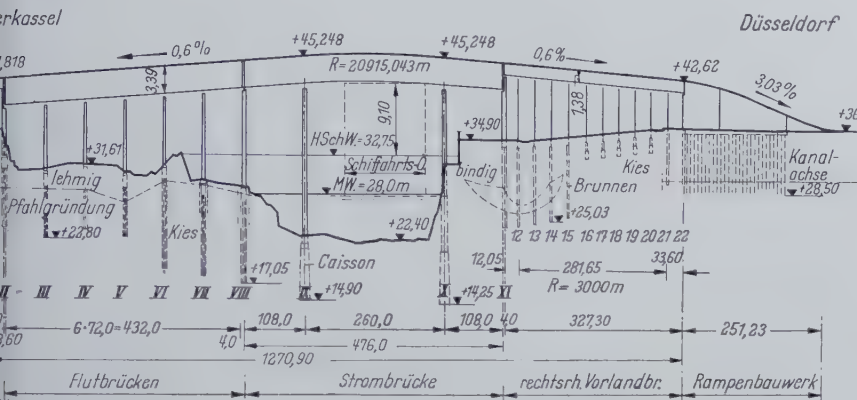


Bild 4. Höhenplan

am rechtsrheinischen Ufer ein Vormontageplatz eingerichtet wurde, wo die aus der Werkstatt kommenden Einheiten wie Kästen, Randträger usw. zu den großen Montageeinheiten von 12 m Länge und ganzer Brückenbreite zusammengesetzt wurden. Da aus konnten sie leicht über die Hochwassermauer und ein Schwimmgerüst zum Strom hin soweit hinausgefahren werden, daß die Arbeiten auf dem Vormontageplatz, die bequem und übersichtlich ausgeführt werden konnten, hatten das Ziel, die großen Einheiten so exakt zusammenzubauen, daß beim Einschwimmen ein



Bild 5. Montage der Flutbrücke

nahtloses Passen an die schon bereits vorgebauten Teile erreicht wurde, und damit der Anschluß des neuen an den alten Teil nur eine kurze Zeit erforderte, so daß der Rheinstrom bald von der Schwimmplatte frei sein konnte. Hierzu waren folgende Einzelarbeitsvorgänge notwendig:

Das Auslegen der Vormontageeinheiten

Unter Berücksichtigung der gewünschten Höhenlage wurden zunächst 4 Kästen (Werkstatteinheiten) ausgelegt; die Stöße blieben offen. Dann wurde die Fahrbahnplatte aufgelegt und zu Plattenrändern in den Längsstößen des Deckbleches und den Querträgern angedorrt.

Einrichten der Höhenlage, Länge und Achse der Vormontageeinheit

Für die Höhenlage durfte nur bei gleicher Temperatur der Einheiten gemessen werden (mit Setzthermometer). Das Regulieren erstellte am Anfang, am Ende und an den Stoßstellen am Obergurt der Brücke. Die Kästen mußten dabei absolut lotrecht stehen.

Die Länge wurde mit Hilfe von 5 m langen Stahlmeßstäben oder gleichgespannten Stahlmeßbändern bei gleicher Temperatur von Kasten-Obergurt und Meßgerät festgelegt.

c) Zusammenbau der Vormontageeinheit

In Bild 7 ist die Arbeitsmethode des Zusammenbaus dargestellt. Die Einheit 1—2 z. B. ist die zum Einschwimmen fertige Gesamtkonstruktion. An sie wird das Feld 3 als Reststück zum Anpassen angesetzt, angepaßt und wieder weggenommen. Der Reihe nach wurden zunächst die Kastenstöße aufgerieben, vernietet oder verdornt, dann die Längsstöße in den Fahrbahndeckblech und die Stöße in den Querträgern vernietet. Es folgten die Anschlüsse der Querträger-Kasteninnenwand, die Querstöße im Fahrbahndeckblech, die Stöße der Längsträger, die Anschlüsse Fahrbahn-Kastenobergurt, die Anschlüsse Querscheibe-Kasteninnenwand, sodann der Anschluß Querscheibe-Querträger.

Nach Abschluß dieser Vorarbeiten konnte das Verschieben und das Einschwimmen erfolgen. Zunächst wurde von der Montageeinheit (3 Felder) das angepaßte Reststück am Universalstoß gelöst und die so verbliebene Montageeinheit (2 Felder) in Längsrichtung, evtl. erst in Quer- und dann in Längsrichtung zur Übergabestelle am Stromufer hin verrollt. Von dort aus er-

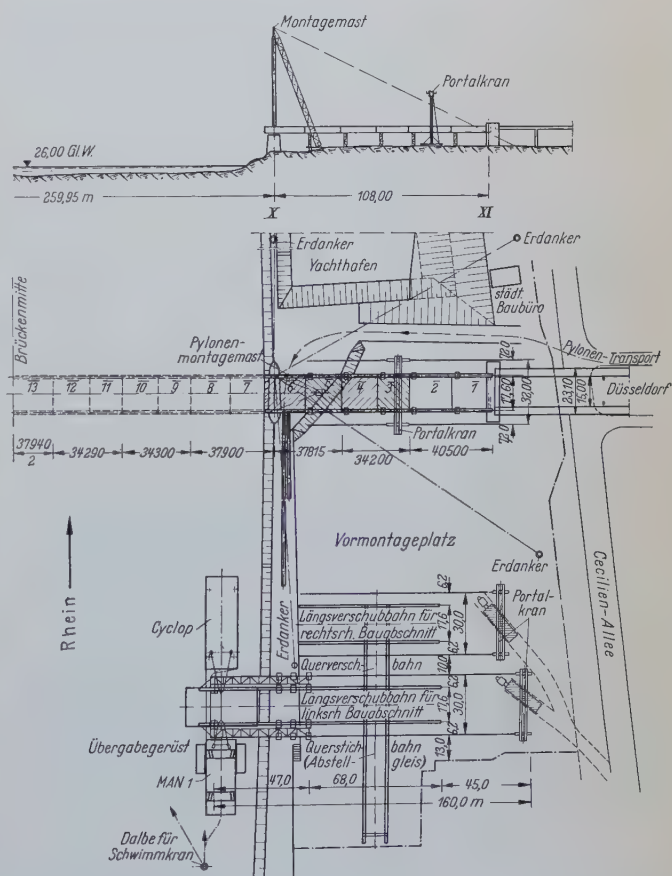


Bild 6. Montage der rechten Landlängung und Vormontageplatz

folgte das Einschwimmen, über das im folgenden noch näher berichtet wird.

3. Die Montage des rechtsrheinischen Seitenfeldes und der Pylonen auf Pfeiler X

Vor dem Aufstellen der Kästen war es notwendig, die Höhenlage der Gelenkpunkte der Verankerungspendel festzustellen; die Pendel wurden landwärts geneigt, weil der obere Gelenkpunkt um 10 cm landseitig verschoben wurde, dann eingebaut und im Schacht mit Pressen festgestellt. Das Verschieben um 10 cm landwärts hatte den Zweck, daß für die Lücke in Strommitte zum Einfahren des

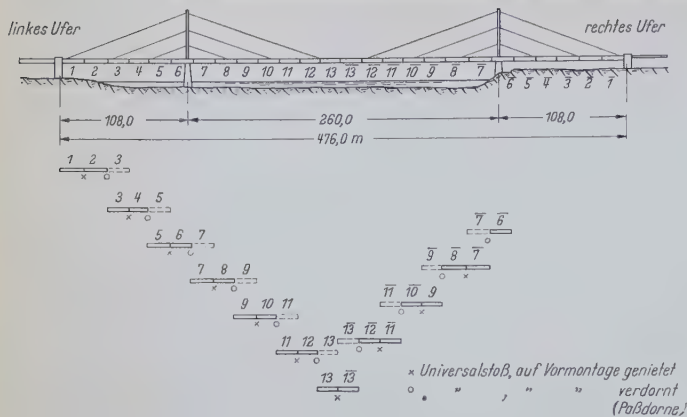


Bild 7. Zusammenbau der Vormontageeinheiten

Mittelstücks mindestens 10 cm Spielraum zusätzlich vorhanden sein sollte.

Die Montage der Seitenöffnung von 108 m rechtsrheinisch erfolgte mit Hilfe eines Portalkrans. Hierbei wurden die Kastenstränge und ihre Querscheiben auf die Hilfsstützen, die im Abstand von 18 m standen, aufgesetzt. Gegen Längsbewegung zum Strom wurden die Kästen am Pfeiler XI befestigt.

Nachdem die genaue Länge der Kästen eingerichtet war, wurden die Stöße aufgerieben, verdornt und vernietet, wobei bei gleicher



Bild 8. Montage der rechtsrheinischen Pylonen

Temperatur aufgerieben werden mußte und auch im gleichen Arbeitsvorgang verdornt wurde. Das Vernieten konnte auch bei ungleichmäßiger Temperatur erfolgen. Sodann wurden die beweglichen Lager am Pfeiler X montiert. Zunächst war es erforderlich, die Lager auf Keile so genau wie möglich einzurichten, weil der Zwischenraum zwischen Lagerunterfläche und Pfeileroberfläche durch Injizieren ausgepreßt wurde und dann eine Höhenregulierung nicht mehr möglich war. Zum Injizieren wurde die Fläche unter den Lagern nach außen dicht abgeschlossen. Die Nachmessungen nach dem Injizieren zeigten, daß durchschnittlich die Lager um 1 mm durch das Injizieren angehoben waren, ein Maß, womit auch festgestellt war, daß der Raum unter den Lagern dicht verfüllt ist. Nach dieser Regulierung konnte das letzte Feld der Seitenöffnung, das Feld 6,

montiert werden, sodann konnte mit dem Einbau der Pylonenstiele begonnen werden. Als Montagegerät wurde ein 70 m hoher Mast zwischen den Kästen der Seitenöffnung aufgestellt. Dies war möglich, weil die Fahrbahnplatten zwischen den Kästen zunächst zurückgelassen wurden. Die Pylonen wurden in einem Stück angeliefert und waren 110 t schwer. Sie wurden am Kopf angefaßt und mit Hilfe des Schwenkmastes auf die Höhe gehoben, wobei der Fuß auf einer Gleitbahn nachrückte (Bild 8).

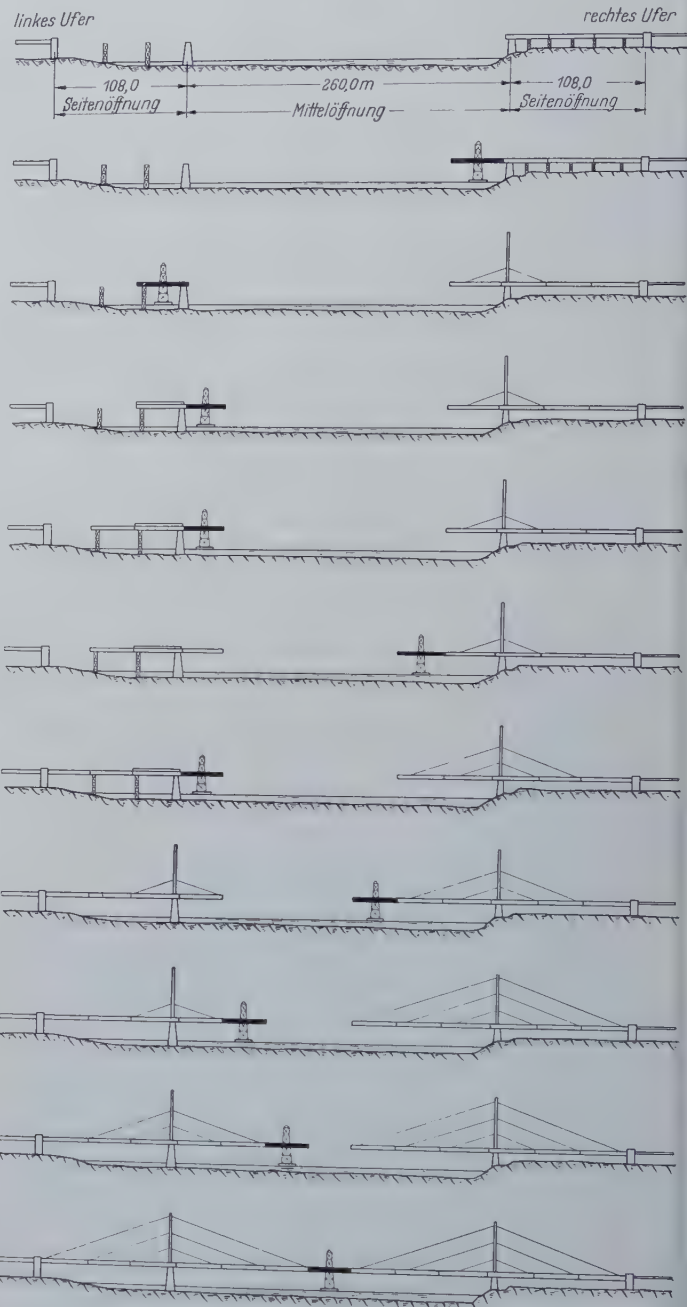


Bild 9. Montageverlauf der Strombrücke

Beim Einsetzen des Pylons in die vorgesehenen Löcher der Kästen mußte die Regulierung so genau erfolgen, weil ein nachträgliches Anheben durch die größere Reibung nicht mehr möglich gewesen wäre. Nach diesem genauen Einsetzen wurde der Stiel mit den Kastenwänden biege- und drucksteif verdornt und verschraubt. Nach Abschluß der Pylonenmontage konnten dann alle Fahrbahnplatten auf dem Seitenfeld aufgebracht werden. Hierzu wurden in der Seitenöffnung zusätzlich zu den Stützen alle Kästen und Platten mit Stempeln unterstützt, damit eine Beanspruchung aus Eigengewicht nicht erfolgte.

4. Die Einschwimmvorgänge

Für die Seitenöffnung linksrheinisch ebenso wie für die Mittelöffnung waren die Montageeinheiten zum Einschwimmen vorbe-

eitet. Es handelte sich um Gewichte von 280 bis 360 t je Einheit. Zur Verfügung standen zum Einschwimmen ein M.A.N.-Kran mit 100 t Traglast und ein Kran der Wasser- und Schifffahrtsdirektion mit ebenfalls 200 t Tragkraft. Die Erfahrungen beim ersten Einschwimmen am 19.9.1956, als ein Kran nach einem Leck sich auf Grund setzte und die ganze Einheit von 360 t abgestürzt war, lehrte, daß es richtiger sei, die Kranschiffe weit über die amtlichen Vorschriften, die für Kranschiffe mit großen Lasten dem Brückenbauer noch dürftig erscheinen, für weitere Zusatzkräfte in ihren stark beanspruchten Teilen (z. B. Ausleger) zu verstärken. Nach diesem Montageunfall, bei dem glücklicherweise weder ernsthafte Verletzungen noch Todesopfer zu beklagen waren, wurde beschlossen, die Einschwimmvorgänge nicht in den wegen Hochwasser unsicheren Wintermonaten fortzusetzen, sondern auf die sicheren Frühjahrsmonate zu verlegen. In der Zwischenzeit konnten sämtliche Werkstatteinheiten zum Vormontageplatz gebracht und dort auf Vorrat zusammengebaut und abgestellt werden. Damit war es möglich, die späteren Einschwimmvorgänge verhältnismäßig in kurzen Zeitabschnitten hintereinander auszuführen.

In Bild 9 wird der Montageverlauf für die linksrheinische Seitenöffnung und Mittelöffnung schrittweise skizziert. Man erkennt daraus, daß die Einschwimmvorgänge in der linksrheinischen Seitenöffnung nur in dem 3. Feld stromseitig möglich waren und daß die Einheiten 1—2, 3—4, 5—6 für die linksrheinische Seitenöffnung am Pfeiler VIII hin verrollt werden mußten (Bild 10). Hierbei diente das Pylonengewicht als Gegengewicht bei den Verrollvorgängen zur Sicherheit gegen Abheben. Nachdem linksrheinisch die Einheit 7—8 vorgebaut war, konnte mit der Aufstellung der



Bild 10. Anbau der dritten Einheit des linksrheinischen Seitenfeldes: Danach wurde der Brückenbalken landwärts in die endgültige Stellung verrollt. Die Pylonen, die bereits mit Schwimmkränen auf die Brücke aufgelegt waren, wurden mit Hilfe eines eigens hierfür hergerichteten Hubgerüsts hochgehoben und in die vorbereiteten Löcher der Kästen eingesetzt.

Aus dem Bild 11 erkennt man die Einzelheiten dieser Montage.

Montage des Mittelstücks

Um die Einschwimmvorgänge im einzelnen nun zu betrachten, sei über die Montage des Mittelstücks berichtet (Bild 12).

Die Schwimmkräne legten oberstrom und unterstrom des Abnahme-gerüsts an. Sie zogen Seile über Kreuz zwischen sich, wobei beim Hinausmanövrieren aus den Stützen des Abnahme-gerüsts miteinander einige lose geführt wurden. Ein Hauptseil führte vom oberstromigen Kran zu den Hauptankerpunkten 1 und 2. Mit Hilfe dieses Hauptseiles wurde die Krangruppe im wesentlichen ge-

führt. Die beiden Schleppboote oberstrom mit 1000 PS hielten im allgemeinen die Gruppe, und ein weiteres Bug-sierboot an dem unterstromigen Kran sorgte dafür, daß die beiden Schiffe in Achse hintereinander liegen blieben und nicht vom



Bild 11. Montage der linksrheinischen Pylonen

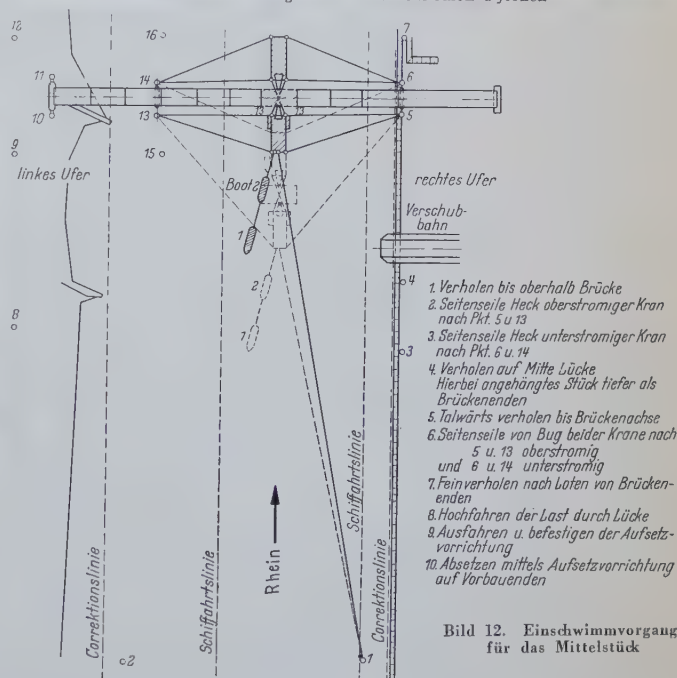


Bild 12. Einschwimmvorgang für das Mittelstück

Stromstrich gegeneinander schräg gestellt wurden. Mit Hilfe dieser Hauptseile und Schleppboote manövierte die Gruppe vom Ufer weg in den Strom hinein und ließ sich an den Seilen mit dem Bugsierschiff absacken, stromab treiben bis ungefähr kurz vor die Brückenkonstruktion. In dieser Stellung wurden die Ankerseile nach allen Seiten so ausgefahren, daß ein Querregulieren mit Hilfe dieser Ankerseile möglich war. Bei genauer Stellung in Achse der Lücke



Bild 13. Einfügen des Mittelstücks

konnte das weitere Absacken in die Brückenmitte erfolgen. Laufendes seitliches Regulieren der Ankerseile sorgte dafür, daß die vorgesehene Richtung eingehalten war. Die Last hing so tief wie bei der Abnahme am Ufer, konnte also gegen die Brücke nicht anstoßen. Lediglich die Ausleger der Kräne mußten genau durch die Brücke geführt werden. Bei ungefährender endgültiger Stellung erfolgte das genaue Ausregulieren nach der Seite, nach der Mittelachse und der Querachse der Einheit (Bild 13). Trotz des bis dahin in Düsseldorf schlimmsten Unwetters von 3 Stunden heftigen Gewitters wurde das Feineinregulieren des Mittelstücks in die schmale Lücke einwandfrei und in verhältnismäßig kurzer Zeit geschafft. Beim Hochheben dienten Gleithölzer dazu, daß ein hartes Anstoßen von Stahl an Stahl vermieden wurde. Zunächst wurde die neue Einheit 13—13 fest an die linksrheinische Einheit 11—12 angepaßt, mit dieser verdornt und verschraubt. Dann wurde die ganze rechtsrheinische Brückenhälfte um das Maß herangeschoben, das zum Schließen der Lücke erforderlich war. Es waren dies 6 cm, die in einem Hub mittels Pressen am Pfeiler XI vorgedrückt werden konnten.

Dann wurde der Stoß 12—13 verschraubt und verdornt. Sodann konnte die Last abgelassen und die Schwimmkräne zum Ufer dirigiert werden. Die Brücke war somit geschlossen.

6. Einbau der Seile

Nachdem eine Einheit frei vorgebaut war und die Schwimmgruppe sich abgesetzt hatte, wurde der Stoß der neuen Einheit mit der alten vernietet. Nach dem Abnieten durften die Seile eingebaut werden. Dies geschah mit Hilfe eines Kabelhilfssteges. Der Kopf des Seiles wurde in eine Blechhaube gefaßt und mit einem Zug über den Hilfssteg zum Pylonensattellager gezogen, dort durchgefädelt und zur rückwärts gelegenen Einbindestelle im Kasten gezogen. Die 2 unteren Kabel bestanden aus 7 Seilen ϕ 64, die mittleren aus 7 Seilen ϕ 68, die oberen aus 10 Seilen ϕ 73 (Bild 14).

Das Regulieren der Brücke während der Montage und nach der Montage sollte mit Hilfe einer Hubvorrichtung unter den Sattellagern in den Pylonenstielen erfolgen. Die Sattellager in den Pylonen lagen zunächst unter Sollhöhe, um das Einziehen der verkürzten Seile zu ermöglichen. Nach dem Aufbau des Kabels wurden die Sattellager mit Hilfe einer Hubkonstruktion auf dem Pylonenkopf in die gewünschte Höhe gezogen und die Brücke so verspannt. Dieser

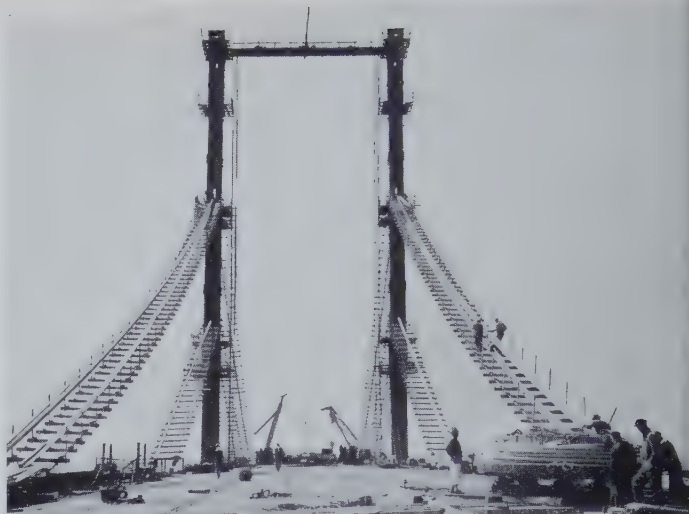


Bild 14. Ziehvorgang der Brückenseile

linksrheinisch eingeschwommen werden; danach verliefen alle weiteren Einschwimmvorgänge in so kurzer Zeitfolge hintereinander ab, daß trotz der vielen Nietarbeit an einem Montagestoß — es waren über 2000 Niete je Stoß zu schlagen —, trotz der umfangreichen Montgearbeiten zum Ziehen der linksrheinischen Pylonen — allein für das Hubgerüst waren 160 t Hilfskonstruktion zu montieren — schließlich das Schlußstück der Brücke am 8. 8. 1957 eingefügt werden konnte.

Die Tatsache, daß diese enorme Montageleistung von rd. 3000 t innerhalb von 5 Monaten in guter Harmonie der mitarbeitenden Firmen und aller Beteiligten verlief und bei der Gesamtarbeit dieses Brückenzuges keine schwere Verletzung oder gar Menschenleben zu beklagen waren, ist allein schon Anerkennung für die umsichtige und gute Leistung aller ausführenden Firmen; der guten Beherrschung und Leitung aller Einschwimmvorgänge während der 5 Sommermonate durch Herrn Dir. Weber (M.A.N.) ist die glatte Ausführung ebenso wesentlich zu verdanken wie der sorgsamsten Planung und Leitung der federführenden Firma Hein, Leh-

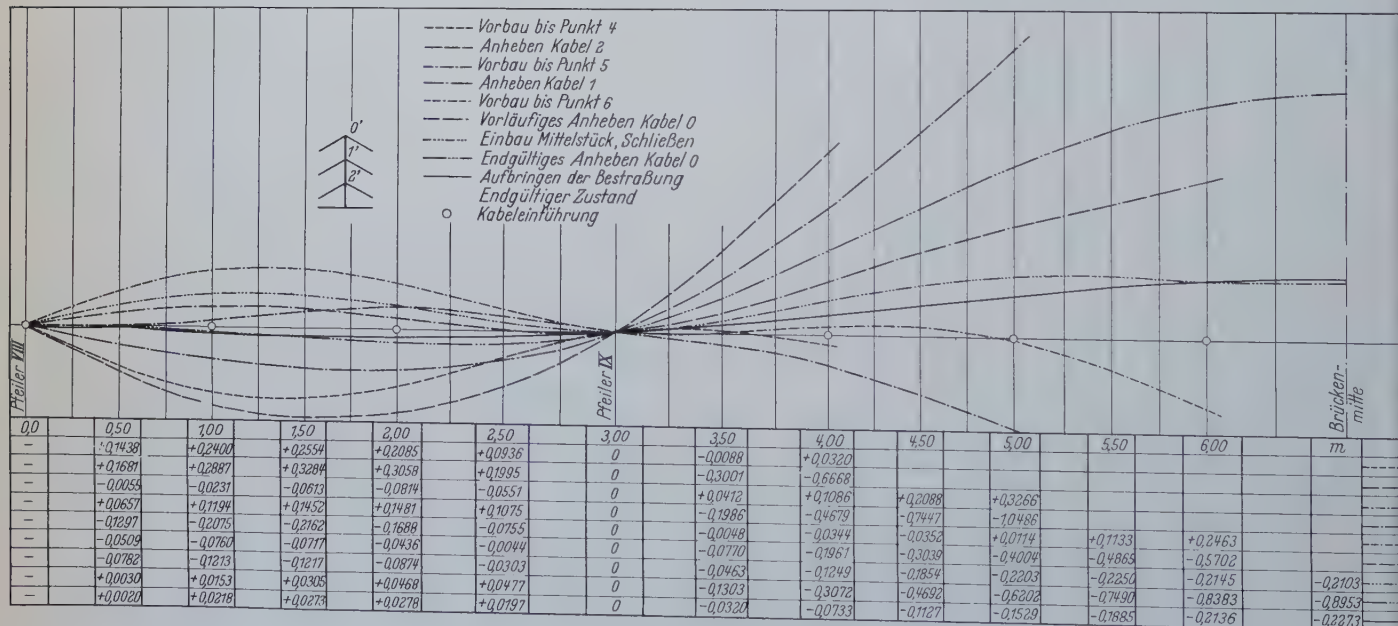


Bild 15. Formänderungen für die Montagezustände

Vorgang wiederholte sich bei den einzelnen Montagevorgängen laufend.

Beim schrittweisen Vorbau der einzelnen Brückeneinheiten wurde für die Überhöhung der Hauptträger nach dem Plan der Formänderungen für die Montagezustände (Bild 15) vorgegangen.

Im zeitlichen Ablauf der so geschilderten Einschwimmvorgänge zeigte sich schließlich der Vorteil der über die Wintermonate hinausgegangenen Arbeit auf dem Vormontage-Platz sowie der gesamten Montage-Plan-Vorbereitungen; so konnte am 7. 3. 1957 die erste Einheit rechtsrheinisch und schon am 27. 3. 1957 die erste Einheit

mann, Düsseldorf, die verantwortlich die rechtsrheinische Brückenhälfte zusammen mit M. A. N., Mainz-Gustavsburg, montierte, und der G. H. H., Oberhausen-Sterkrade, die zusammen mit der Demag A.G., Duisburg, die linksrheinische Montagehälfte zu verantworten hatte.

Auch für die Montage waren als Berater des Bauherrn die Herren Prof. Dr.-Ing. E. h. Schaechterle, Dr.-Ing. Leonhardt, Stuttgart, und Dipl.-Ing. Wintergerst, Eßlingen, tätig. Letzterer hatte auch die Prüfung des gesamten Stahlbaues der Nordbrücke Düsseldorf.

Kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Lippe-Seiten-Kanal (km 38,375) der Chemischen Werke Hüls A.G., Marl

Von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. A. Dörnen, Dortmund-Derne, und Dr.-Ing. G. Trittler, Marl

DK 624.21 : 625.1 Eisenbahnbrücken — DK 624.21 : 625.745.1 Straßenbrücken — DK 624.21 .014.2 Stahlbrücken

Beim Bau des Lippe-Kraftwerkes der Chemischen Werke Hüls tiengesellschaft in Marl wurde eine Überbrückung des Lippe-seiten-Kanals durch den Gleisanschluß an den Werkbahnhof notwendig. Um das Kraftwerksgelände unmittelbar mit dem alten Verksgelände zu verbinden, wurde diese Brücke als kombinierte ingleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke ausgebildet. Sie wurde bei 8 m Stützweite 5,30 m breit mit beiderseitigen Bankettstreifen on 0,50 m. Die Brücke ist für den Lastenzug S 50 ausgelegt nd entspricht daher der größten Belastung der Bundesbahn. Die Ausbildung der Brücke mit steigenden und fallenden Diagonalen ibt ihr ein sehr leichtes Aussehen. Sie fügt sich gut in die Landchaft ein (Bild 1).

eine leichte Ausbildung der Hauptträger gestattete, so daß das Gesamtgewicht der Brücke um etwa 20% niedriger lag als bei den sonst üblichen Fachwerkbrücken.

Über die erste Eisenbahnbrücke der Deutschen Bundesbahn, welche mit vorgespannten hochfesten Schrauben anstatt mit Nieten zusammengesetzt ist, hat Dr. E. Ernst bereits berichtet [1]. Diese Brücke dürfte überhaupt die erste dieser Art sein, bei der HV-Schrauben in allen Hauptverbindungen wie den Knotenpunkten der Fachwerk-Hauptträger und den Anschlüssen der Fahrbahn und Verbände in Deutschland verwandt worden sind.

Nach Einsicht in die Unterlagen für diese Brücke und nach einem Besuch der Baustelle haben sich die Chemischen Werke Hüls ent-



Bild 1.
Aufnahme der fertigen Brücke

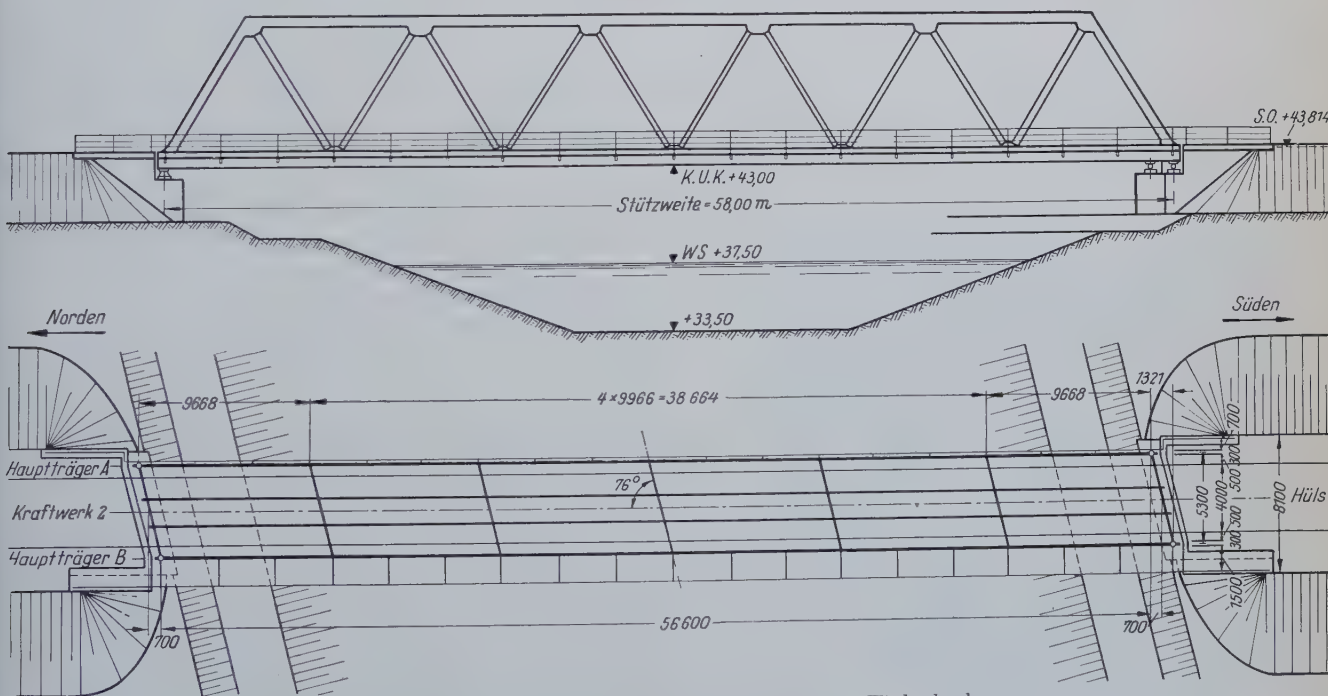


Bild 2. Brückenansicht, Fahrbahn-Grundriß und oberer Windverband

Auf Grund einer beschränkten Ausschreibung kam ein Sonder-vorschlag des Stahlbauwerkes Dörnen, Dortmund, zur Durchführung (Bild 2 u. 3), der sich gegenüber den bisher üblichen Brücken beson-ers dadurch auszeichnete, daß er geschlossene Profile sowohl für die Gurtungen und Diagonalen als auch für den Windverband vorsah, unter Verwendung von vorgespannten hochfesten Schrauben kleine Knotenpunktausbildungen ermöglichte, durch die Ausbildung der Fahrbahn als orthotrope Platte eine geringe Konstruktionshöhe der Fahrbahnplatte erforderte,

schlossen, ihre kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke ent-sprechend der Mülheimer auch mit HV-Schrauben in allen An-schlüssen zu erstellen.

Im einzelnen sind folgende Eigenschaften bemerkenswert:

Die orthotrope Fahrbahn ist mit zur Brückenachse quer laufenden Hohlsteifen (Bild 4) versehen. Längssteifen fehlen (Bild 5). Die Gleisschienen sind als Vierkanteisen 70×50 aus St 52 auf diese Platte aufgeschweißt. Für den Straßenverkehr hat die orthotrope Platte Asphaltbelag erhalten. Bei der Durchbildung der Konstruktion war betont auf die Möglichkeit einer guten, einwandfreien Unter-

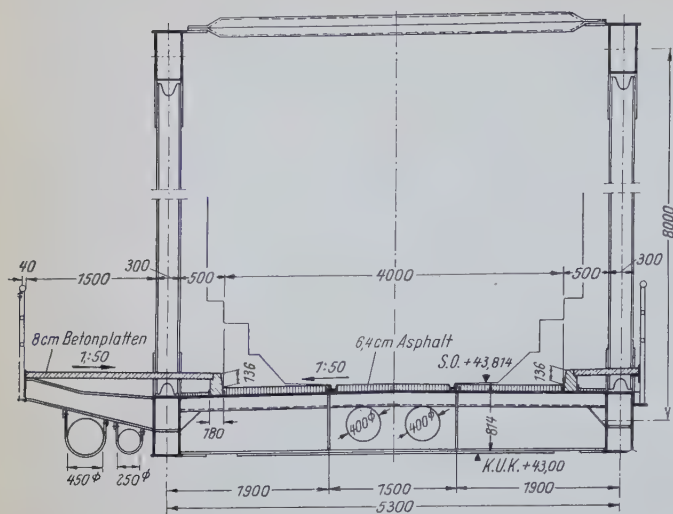


Bild 3. Brücken-Querschnitt

haltung zu achten. Es mußte mit allen Mitteln alles vermieden werden, was Rostbildung fördert, und alles getan werden, die Unterhaltung zuverlässig und wirksam zu erleichtern.

So bestehen die Gurtungen und Füllungsstäbe der Hauptträger aus Hohlstäben, deren zu unterhaltende Flächen nur etwa halb so groß sind wie bei offenen Stäben. Sie sind auch glatt, ohne Nietköpfe und scharf einspringende Ecken, also überall auch mit dem Pinsel für den Anstrich leicht zu erreichen. Fast 80 % der Längskehlnähte dieser Stäbe sind mit dem Automaten geschweißt worden und fallen dadurch besonders glatt aus. Die Innenräume der Hohlstäbe können ohne Anstrich bleiben, weil luftdichte Nähte garantiert werden können. Die Gurtungen gehen als Hohlstäbe über die ganze Brückenlänge durch. Die Knotenbleche für die Füllungsstäbe sind mit Stumpfnähten in Sondergüte in die Wangen eingefügt. Zwischen ihnen ist die Decke des Untergurtes so angehoben, daß Regenwasser abfließen kann. Die hohlen Füllungsstäbe sind an den Enden für den Schraubenanschluß zu I-Querschnitten zusammengezogen. Sie verbinden damit die statischen und schweißtechnischen Vorteile des Hohlstabes

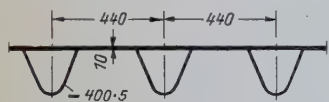


Bild 4. Aussteifung der Fahrbahnplatte

mit der guten Anschlußmöglichkeit offener Querschnitte. Solche Knotenpunkte sind überall für die Überwachung und Unterhaltung leicht zugänglich. Auch kann Luft hindurchziehen. Über die sonstigen Vorteile solcher Hohlstäbe und Anschlüsse ist auf der Jahrestagung des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik 1957 in Essen in Wort und Schrift berichtet worden [2] u. [3].

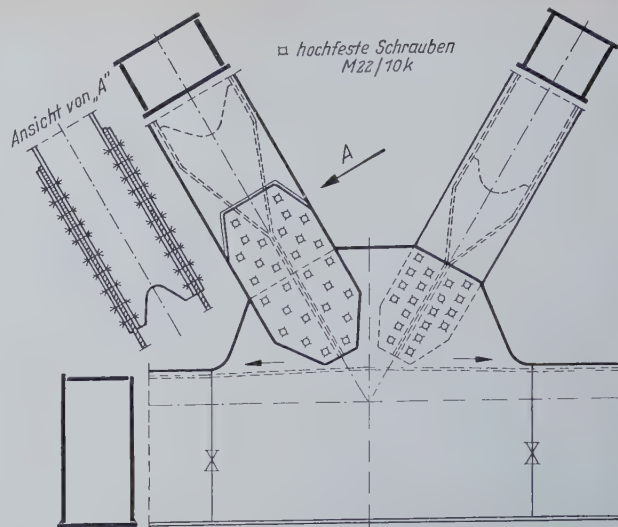


Bild 6. Doppelreibungsflächiger Stabanschluß mit hochfesten Schrauben (Untergurtnotenpunkt)

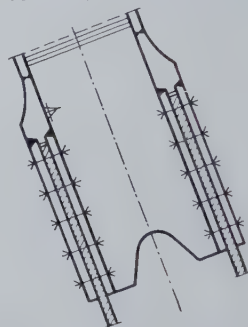


Bild 6 a. Verbesserungsvorschlag



Bild 5. Unteransicht der Brücke

Die Brücke ist an Land auf einem Gürtel montiert worden. Die einzelnen Teile der Brücke wurden dazu in größten Stücken bis 50 m Länge zur Baustelle versandt, die Obergurte in einer Länge. Die fertige Brücke ist dann in üblicher Weise eingeschommen worden.

Auf Grund der Erfahrungen an der ersten HV-verschraubten Brücke, der weitergelaufenen, aber noch nicht veröffentlichten Versuche von Prof. Steinhardt in Karlsruhe und ergänzender Versuche für eine Dissertation [4] konnten neue Erkenntnisse für Anwendung und Ausnutzung von HV-Schrauben gegenüber der ersten Brücke ausgewertet werden, zumal es sich in diesem Falle um eine verhältnismäßig langsam befahrene kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke handelt.

Während bei der Eisenbahnbrücke eine hochfeste Schraube gleichwertig einem Niet gleichen Durchmessers eingesetzt wurde, wurde bei der anstehenden Brücke die hochfeste Schraube M 22/10 K an Stelle eines 25 mm dicken Nietes verwandt. Dieses geht zwar über die vom Deutschen Ausschuss für Stahlbau herausgegebenen vorläufigen Richtlinien [5] hinaus, hat sich aber als zulässig erwiesen und zu Beanstandungen keine Veranlassung gegeben. Obwohl die Brücke durch den Eisenbahnverkehr mit den höchsten Lasten beansprucht wird, sind die nachgemessenen Durchbiegungen des Überbaues gleich geblieben. Also sind die HV-Verbindungen nicht gegliedert. Im übrigen ist der volle Gleitwiderstand immer noch vorhanden, wenn die HV-verschraubten Verbindungen nach entsprechendem Gleiten auf Abscheren oder Leibungsdruck beansprucht werden. Die hierin liegende Sicherheit sollte bei der zahlenmäßigen Festlegung des Sicherheitsgrades berücksichtigt werden.

Die Karlsruher Versuche und theoretische Erwägungen lassen für HV-Schrauben — für Niete gilt das gleiche — eng gefaßte, insbesondere kurze Verbindungen als zweckmäßig erscheinen. Aus diesem Grunde ist der in den Bildern 6 und 7 dargestellte Anschluß mit doppelschnittigen Schrauben ausgeführt worden. Zur Verminderung der Schraubenzahl ist in Bild 6 a ein Verbesserungsvorschlag dargestellt, bei dem man mit der Hälfte der Schrauben auskommt. Das Verbinden der Futterbleche erübrigt sich in gleitsicheren Verbindungen durch HV-Schrauben.

Die Herstellung der beiden angezogenen Brücken hat sich überschritten. Sie wurden in der gleichen Stahlbauanstalt und größtenteils mit den gleichen Arbeitskräften in der Werkstatt und auf der

Baustelle ausgeführt. In Sonderheit haben die Arbeiten auf der Baustelle unter Leitung des gleichen Oberrichtmeisters gestanden. Es war daher naheliegend, daß die Arbeiten im zweiten Falle günstiger abliefen, was sich nicht nur technisch, sondern auch wirtschaftlich gut auswirkte, weil die Erfahrungen an der ersten bei der zweiten Brücke so am besten zur Geltung gebracht werden konnten.

Besonders muß hervorgehoben werden, daß anfängliche Schwierigkeiten beim Flammstrahlen gänzlich behoben wurden und Verwerfungen der gestrahlten Flächen praktisch bei der zweiten Brücke ausgeschaltet blieben (vgl. [1]). Auch das Einziehen der Schrauben ging schneller vonstatten, so daß heute, nachdem bei dem Lieferwerk vier HV-verschraubte Brücken hergestellt wurden und die fünfte im Bau ist, ohne Einschränkung gesagt werden kann, daß eingebrachte HV-Schrauben bei den geschilderten Verbindungen, trotz des höheren Beschaffungspreises der Schraube selbst, zumindest nicht teurer sind als unter den gleichen Verhältnissen eingebrachte Niete.

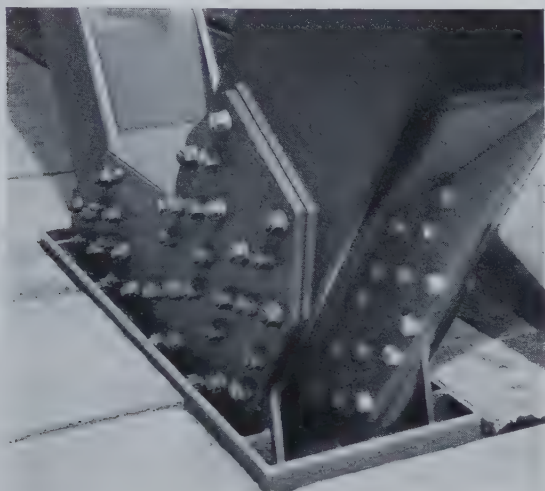


Bild 7. Aufnahme des Anschlusses der Diagonale mit hochfesten Schrauben

Das geringe Gewicht der Brücke mit 165 t (Hauptträger St 52 und St 37, Fahrbahn St 37) ist begründet in der Verwendung von Hohlstrahlen und den HV-verschraubten Anschlüssen und Verbindungen.

Alles in allem sind HV-Schrauben, namentlich in Verbindung mit günstigen konstruktiven Maßnahmen, geeignet, die Wirtschaftlichkeit im Stahlbau zu steigern. Es ist aber zu bedenken, daß im Stahlbau in diesem Ausmaße HV-Schrauben erst seit wenigen Jahren verwendet werden und wir noch am Anfang der Entwicklung stehen. Hier bleibt besonders zu verfolgen, wie man die Belastbarkeit der einzelnen Schraube, d. h. den spezifischen Gleitwiderstand zwischen den Reibflächen erhöhen kann. Bislang sind die besten Ergebnisse nahezu gleichwertig mit sand- oder flammgestrahlten Flächen erreicht worden.

Kann man den Gleitwiderstand durch Klebeverbindungen weiter erhöhen?

Nach den vorläufigen Richtlinien, Tafel 2, kann bei St 37 eine Schraube M 22 / 10 K durch Hauptkräfte, einschnittig beansprucht, mit 4,56 t belastet werden. Dem liegt der bei den Karlsruher Versuchen durch Flammstrahlen erzielte geringste Wert $\mu = 0,45$ mit 1,6facher Sicherheit zugrunde.

Nun ist aber mit sorgfältigem Flammstrahlen bei den zahlreichen neueren Karlsruher Versuchen und Ergänzungsversuchen dazu ein Wert $\mu = 0,6$ nicht unterschritten worden. Man weiß ferner, daß nach einem Gleiten bis zur Anlage des Schraubenschaftes an der Lochwandung der μ -Wert praktisch bestehenbleibt.

Unter diesen Umständen dürfte der vorgesehene Sicherheitsgrad mit 1,6 zu hoch sein. Auch bei vorsichtiger Bewertung aller Umstände ist $\mu = 0,6$ mit dem Sicherheitsfaktor 1,4 zu verantworten.

Das würde bedeuten, daß z. B. eine Schraube M 22 / 10 K unter Anwendung von Tafel 2 der Richtlinien einschnittig mit 6,86 t belastet werden darf. Eine Einsparung von rd. 40% an Schrauben wäre die Folge. Zu diesen wirtschaftlichen Vorteilen kommen dann noch technische, wie z. B. kompakte Anschlüsse mit kleineren Knotenblechen und geringen Nebenspannungen. Selbst in diesem Falle würde unter gleichen Verhältnissen bei völligem Versagen des Gleitwiderstandes der Schaft auf Abscheren nur zu rd. 20% der Streckgrenze beansprucht werden.

Zusammenfassend kann daher gesagt werden, daß der Stahlbau durch Anwendung von geeigneten Bauelementen und Bauformen sowie unter Ausnützung der neueren Baumethoden (Verwendung von hochfesten Schrauben) sowohl in wirtschaftlicher wie auch in ästhetischer Hinsicht konkurrenzfähig ist und daß sich neue Wege abzeichnen, die einen technischen Fortschritt im Stahlbau bedeuten. Inwieweit die Verbindungstechnik im Stahlbau unter Verwendung von hochfesten Schrauben und Klebeverbindungen neue Wege gehen wird (vgl. [6]), wird vielleicht bereits die nahe Zukunft erweisen. Der erste Versuch an einer Rohrbrücke von den gleichen Abmessungen wie die hier beschriebene kann bisher als gelungen bezeichnet werden.

Weitere Versuche werden erweisen, ob durch die Verwendung eines geeigneten Klebers mit großer Scherfestigkeit in Verbindung mit hochfesten Schrauben die Klemmkraft erhöht und der Gleitwiderstand vergrößert werden kann.

Schrifttum

- [1] Ernst, E.: Die erste Eisenbahnbrücke der Deutschen Bundesbahn mit vorgespannten hochfesten Schrauben als Verbindungsmittel. Stahlbau 23 (1954) H. 10, S. 225/28.
- [2] Dörnen, A.: Einfluß der Schweißtechnik auf die Stahlbauweise am Beispiel hohler Konstruktionselemente. Schweißen und Schneiden 1957, H. 6, S. 235/38.
- [3] Dörnen, A.: Die Wirtschaftlichkeit des geschweißten Stahlbaues von heute/ ein Musterbeispiel für fruchtbare Zusammenarbeit Wissenschaft — Hersteller — Bauherr. Fachbuchreihe Schweißtechnik, Vorträge der Schweißtechnischen Jubiläumstagung 1957. Düsseldorf 1957, Deutscher Verlag für Schweißtechnik GmbH.
- [4] Dörnen, K.: Die Untersuchung der Schubfestigkeit von Verbindungen mit hochfest vorgespannten Schrauben im Stahlbau und die sich daraus ergebenden konstruktiven Maßnahmen. Dissertation TH Karlsruhe 1956.
- [5] Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen). Köln 1956, Stahlbau-Verlag GmbH.
- [6] Dörnen, A. und Trittlér, G.: Neue Wege der Verbindungstechnik im Stahlbau. Stahlbau 25 (1956) H. 8, S. 181/84.

Entwicklung und Gestaltung von Scherzer-Klappbrücken-Antrieben

Von Direktor H. Breitwieser, und Dr.-Ing. L. Baldauf, Gustavsborg

DK 624.825. Rollklappbrücken (Bauart Scherzer)

I. Allgemeines

Unter der Vielzahl und Vielgestalt beweglicher Brücken, die Wasserwege in relativ niedriger Höhe überspannen, diese für den Schiffsverkehr jedoch zeitweise freigeben müssen, nehmen die Rollklappbrücken, die auch Scherzer- oder Wiege-Brücken genannt werden, einen breiten Raum ein. Wie alle beweglichen Brücken, findet man sie vornehmlich in Hafenstädten, in Küstennähe, aber auch bei Binnenhäfen, an Kreuzungen von Straßen und Eisenbahnen mit schiffbaren Flüssen und Schifffahrtskanälen. Bekanntlich sind die Rollklappbrücken aus den Klappbrücken mit fester Drehachse entwickelt worden. Beiden Bauarten gemeinsam ist ein längerer Vorderarm, die eigentliche Brücke in Fachwerk- oder Vollwandträgerkonstruktion, und der kürzere Rückarm, auf dem ein Gegengewicht so befestigt ist, daß der Schwerpunkt der Gesamtkonstruktion in der waagerechten Drehachse liegt. Je nach Breite des Wasserlaufes werden Klappbrücken einflügelig oder zweiflügelig ausgeführt. Während beim Öffnen der Drehpunkt der Klappbrücke mit festem Dreh-

punkt, wie der Name sagt, ortsfest liegen bleibt, wandert er bei der Rollklappbrücke, die mit Rollsegmenten versehen ist, landeinwärts. Aus diesem Grund kann der Öffnungswinkel der Rollklappbrücken kleiner gewählt werden. Unter den Ausführungsarten der Rollklappbrücken gibt es folgende Hauptanordnungen und deren Kombinationen:

- a) Das Gegengewicht ist über der Fahrbahn angeordnet. Die Rollbahn liegt in Höhe der Fahrbahn.
- b) Das Gegengewicht und die Rollbahn sind unter der Fahrbahn angeordnet.
- c) Die Brücke ist als Fachwerk ausgebildet.
- d) Die Brücke ist als Vollwandträgerkonstruktion ausgebildet.
- e) Der Antrieb ist über der Fahrbahn angeordnet.
- f) Der Antrieb ist unter der Fahrbahn angeordnet.
- g) Der Antrieb ist seitlich der Fahrbahn angeordnet.

2. Bewegungswiderstände der Brücke

Die an Rollklappbrücken auftretenden, bei Bewegungen zu überwindenden Kräfte zergliedern sich in ständige und zufällige.

Ständige Kräfte sind erstens das Gewicht der Brücke, das jedoch in den meisten Fällen durch das Gegengewicht vollkommen ausgeglichen wird, zweitens die rollende Reibung am Drehsektor und drittens die Massenkkräfte, die am Beginn und am Ende einer Bewegung auftreten.

Zufällige Kräfte sind in erster Linie Windkräfte und zweitens Gewichtsänderungen der Brücke, die z. B. durch verschiedenen Feuchtigkeitsgehalt der Holzteile oder durch Schnee- und Eisbelag verursacht werden.

Von allen diesen Kräften ergeben die Windkräfte bei voll geöffneter Brücke für die unmittelbar an der Konstruktion angreifenden Antriebsteile die höchsten Belastungen. Im allgemeinen wird die Forderung erhoben, daß bei einer Windbelastung der Brücke von 50 kg/m^2 die Brücke noch bewegt werden kann, während im Stillstand in jeder beliebigen Lage die Triebwerksteile eine aus einer Windbelastung von 125 kg/m^2 resultierende Kraft aushalten müssen.

Ermittelt man für verschiedene Klappwinkel der Brücke die auf den jeweiligen Drehpunkt der Brücke (Berührungspunkt des Rollsektors mit der Rollbahn) bezogenen, aus den verschiedenen äußeren Kräften resultierenden Momente, dann erhält man infolge der Rollreibung gleichbleibende geringe, infolge der nicht ausgeglichenen Gewichtskräfte und der Gewichtsänderungen schwach veränderliche, infolge der Windkräfte jedoch stark veränderliche Werte.

Mit größerem Öffnungswinkel der Brücke nehmen die Momente aus den Windkräften (bei obenliegendem Gegengewicht auch an diesem angreifend) stark zu. Die Beschleunigungskräfte, deren Maximalwerte von der vorgeschriebenen Öffnungszeit, von der Art des gewählten Antriebes, von der Anlaufzeit des Antriebmotors und der gesamten Brückenmasse abhängig sind, verursachen ebenfalls stark wechselnde Momente, deren Höchstwerte jedoch die der Windkräfte nicht erreichen.

An Hand von ausgeführten Beispielen soll nun im nachfolgenden gezeigt werden, wie diese Brückenmomente von den verschiedenen Antrieben aufgebracht werden. Ferner soll auf den Leistungsbedarf und auch auf den Materialaufwand der Antriebe eingegangen werden.



Bild 1. Eisenbahnklappbrücke über den Georg-Fehn-Kanal

3. Klappbrückenantriebe mit Zahnstangen

3.1 Eisenbahnbrücke über den Georg-Fehn-Kanal

Diese Klappbrücke mit 12 m Stützweite für eine einspurige Eisenbahn hat obenliegendes Gegengewicht und über der Fahrbahn liegende Rollsegmente (Bild 1). Im Mittelpunkt der Rollsegmente sind 2 Zahnstangen mit Triebstockverzahnung angelenkt, deren Antriebe in zwei neben dem Gleise stehenden Häusern untergebracht sind. Die zwei Triebstockritzel mit je 2 vorgeschalteten Zahnradübersetzungen ($1:25$) sind durch eine unter dem Gleis durchgeführte Übertragungswelle verbunden, die über eine schaltbare Getriebestufe $1:3,45$ und $1:5,85$ und einen Räderkasten $1:7,33$ angetrieben wird (Bild 2). Als Antriebsmotor dient ein geschlossener Schleifringläufer mit einer Leistung von $6,5 \text{ kW}$.

Bei einem Winddruck bis 30 kg/m^2 , d. h. im Normalfall, wird die Brücke in etwa 180 sek bewegt, bei einem Winddruck von 50 kg/m^2

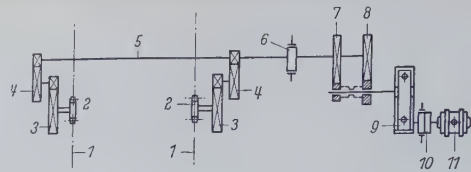


Bild 2. Antriebsschema der Klappbrücke über den Georg-Fehn-Kanal

- | | | |
|--------------------|---------------------|------------------------|
| 1 Zahnstange | 5 Verbindungswelle | 9 Getriebekasten |
| 2 Triebstockritzel | 6 Bremse | 10 Kupplung und Bremse |
| 3 1. Vorgelege | 7 u. 8 Schaltstufen | 11 Antriebsmotor |
| 4 2. Vorgelege | f. 2 Geschw. | |

wird der Antrieb auf die langsamere Geschwindigkeit umgeschaltet, so daß ein Bewegungsspiel etwa 300 sek dauert.

Von der Antriebswelle des Räderkastens zweigt noch ein Handantrieb mit der Übersetzung $1:1$ ab, der von zwei Mann bedient wird. Er gestattet, bei Stromausfall die Brücke in etwa $\frac{1}{4}$ Stunde zu öffnen oder zu schließen. Um Verletzungen der Bedienungsmannschaft durch unkontrolliertes Einschalten auszuschließen, wird durch einen Blockierungsschalter beim Einrücken des Handantriebes der Motorstrom abgeschaltet. Die Zahnstangen, die etwas schräg nach unten laufen, sind relativ lang, und da sie auch auf Knickung beansprucht werden, verhältnismäßig schwer. Außerdem ergibt sich durch die Schräglage der Zahnstangen, daß bei der Brücke in Öffnungslage, wenn das durch die Windkräfte verursachte auf den Rollpunkt bezogene Moment ein Maximum ist, der senkrechte Abstand der Zahnstange zum Rollpunkt ein Minimum wird. Hierbei entstehen nicht nur hohe Zahnstangenkräfte, sondern auch alle Antriebsteile, insbesondere die Zahnräder, werden durch diese Kräfte belastet.

3.2 Gelenkstangen-Antrieb

In dem Bestreben, die hohen, selten auftretenden Windkräfte vom Antrieb fernzuhalten, wurde die nachstehend beschriebene, zwischen Brücke und Zahnstange eingebaute, Gelenkstangen-Konstruktion entwickelt, die bei der Eisenbahnbrücke über die Schlei bei Lindaunß (Fachwerkkonstruktion mit einer Stützweite von 29 m) und bei 2 Klappbrücken im Hafen von Bremerhaven (Vollwandträgerkonstruktion von 16 und 18 m Stützweite) angewendet wurde (Bild 3).

Jede der seitlich angeordneten Zahnstangen greift hier an den gemeinsamen Drehpunkten zweier Lenker an, von denen der eine im Rollmittelpunkt oder in dessen Nähe, der andere an einem festen Punkt an der Rollbahn angelenkt ist.

Bei geöffneter Brücke bilden die beiden Gelenkstangen eine gerade



Bild 3. Schema einer Gelenkstangen-Konstruktion

- 1 Brücke 2 obere Lenkerstangen 3 untere Lenkerstangen 4 Zahnstangen

Linie, d. h. sie befinden sich in Strecklage, so daß — wie bereits erwähnt — die Windkräfte über die Stangen direkt in die feste Konstruktion eingeleitet werden, ohne die Zahnstangen und Triebwerksteile zu belasten. Die Hebellängen sind so gewählt, daß bei gleichbleibender Zahnstangengeschwindigkeit dem Rollmittelpunkt der Brücke eine mit zunehmendem Öffnungswinkel abnehmende Geschwindigkeitscharakteristik erteilt wird.

Da bei den großen, auf die geöffnete Brücke wirkenden Windmomenten eine kleine Geschwindigkeit der Brücke vorliegt, ergibt sich gegenüber einem normalen Zahnstangenantrieb eine geringere Spitzenleistung des Antriebsmotors, d. h. auch die Antriebsteile können schwächer dimensioniert werden. Ein weiterer Vorteil der Hebelkinematik ist durch die schnelle Freigabe der Schiffsahrtsoffnung und die längere Durchfahrtszeit der Wasserfahrzeuge infolge des anfänglich langsameren Schließens der Brücke gegeben. Auf den

Antrieb nachteilig wirken sich jedoch erstens die große Beschleunigung der Brücke bei Öffnungsbeginn und zweitens die hohe Schließgeschwindigkeit am Ende des Schließvorganges für das Stillsetzen aus. Da ein unbedingt sanftes Aufsetzen der Brücke auf die Widerlager gewährleistet sein muß, sind besondere elektrische Schalteinrichtungen notwendig.

Wenn auch die Nachteile der Gelenkstangen-Konstruktion den Vorteilen gegenüber überwiegen, so stellt ihre Ausführung doch einen ersten Schritt in der Weiterentwicklung der Scherzer-Brücken-Antriebe dar, die im folgenden durch den für Brücken großer Abmessungen in den 20er Jahren entwickelten Kurbeltrieb gekennzeichnet ist.

4. Kurbeltriebe mit einer Totlage

Ein solcher Antrieb wurde zum ersten Mal bei der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener angewandt (Bild 4). Diese als Fach-



Bild 4. Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener

werk ausgebildete Klappe mit obenliegendem Gegengewicht wurde 1925/26 erbaut. Ihre Stützweite betrug 29 m bei einem Hauptträgerabstand von 5 m, der Rollbogenhalbmesser 5,96 m. Der Kurbeltrieb besteht aus zwei im festen Teil der Brücke gelagerten, mit einer Triebstockverzahnung versehenen Kurbelscheiben, die je eine gerade an der Brücke angreifende Schubstange bewegen. Der Anlenkpunkt der Schubstangen und der Mittelpunkt der Kurbelscheiben sind so gelegt, daß bei Öffnungslage der Brücke die Kurbelscheiben in der Totlage stehen. Durch diese Maßnahme ergeben sich drei wesentliche Vorteile. Erstens wird die beim Zahnstangenantrieb am Ende der Öffnungsbewegung oder am Anfang der Schließbewegung durch die großen Windkraftmomente verursachte Leistungsspitze infolge des immer kleiner werdenden Hebelarmes der Schubstange, bezogen auf den Kurbelmittelpunkt, abgebaut. Zweitens sind bei voll geöffneter Brücke alle Antriebsteile, außer Schubstange und Kurbelscheibe, jedoch einschließlich deren Verzahnung, vollkommen entlastet. Drittens treten beim Beginn der Schließbewegung in den dem Motor nachgeschalteten Antriebsteilen geringe Beschleunigungskräfte auf, da die große Brückenmasse langsamer in Bewegung gesetzt wird. Für die Brücke ergab sich außerdem noch der Vorteil, daß — da die Schubstangen unter der Brücke angreifen — die Gehwege außerhalb der Hauptträger angebracht werden konnten, wodurch infolge des kleineren Hauptträgerabstandes eine bedeutende Gewichtersparnis der Klappe und damit der gesamten Brücke erzielt wurde.

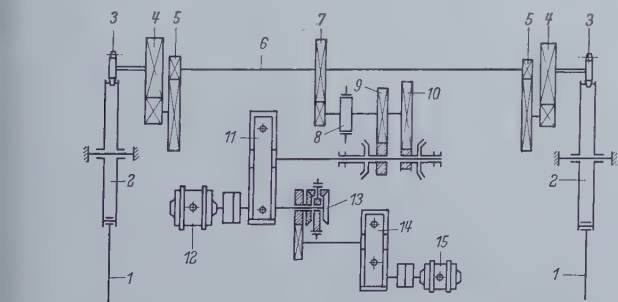


Bild 5. Antriebsschema der Weener Klappbrücke

- | | | |
|--------------------|----------------------------------|-------------------|
| 1 Schubstange | 6 Verbindungswelle | 12 Hauptmotor |
| 2 Kurbelscheibe | 7 3. Vorgelege | 13 Differential |
| 3 Triebstockritzel | 8 Bremse | 14 Getriebekasten |
| 4 1. Vorgelege | 9 u. 10 Schaltstufe f. 2 Geschw. | 15 Reservemotor |
| 5 2. Vorgelege | 11 Getriebekasten | |

Die beiden, an jeder Seite der Brücke angeordneten Kurbelscheiben, die aus Stahlgußnaben, Blechen und Profilstahl zusammengesetzt sind, drehen sich lose um je eine in der Brückenkonstruktion fest eingelassene Achse. Sie werden durch je ein Triebstockritzel angetrieben, die über je ein zweistufiges Vorgelege durch eine unter den Gleisen querlaufende Welle verbunden sind (Bild 5). Der Antrieb dieser Welle erfolgt durch einen Drehstrommotor über einen Räderkasten, zwei Getriebestufen und über ein weiteres Vorgelege. Die beiden Getriebestufen, die von Hand über zwei Konuskupplungen geschaltet werden können, gestatten, die Öffnungszeit der Brücke entsprechend den Windverhältnissen von 0 bis 30 kg/m² und 30 bis 50 kg/m² von 120 sek auf 240 sek zu verlängern, so daß man für den Antrieb mit einem relativ schwachen Motor auskommt. Auf der Verbindungswelle vorgelagerten Welle ist eine elektromagnetisch betätigte Bremse angeordnet. Sie ist so bemessen, daß sie die Brücke bei einer Windbelastung von 150 kg/m² in jeder beliebigen Lage festhalten kann. Außerdem ist noch ein Reserveantrieb vorgesehen, bestehend aus einem Drehstrommotor mit einer Nennleistung von 12 kW, einem Räderkasten 1 : 3, und einem Differential 1 : 1, dessen Steg durch eine elektromagnetisch betätigte Bremse blockiert werden kann. Das Differential ist mit der verlängerten Antriebswelle des Hauptantriebräderkastens verbunden. Wird der Reserveantriebmotor durch Blockierung des Steges an den Hauptantrieb angekuppelt, dann erhöht sich die Öffnungszeit entsprechend der eingeschalteten Getriebestufe auf das Dreifache, d. h. auf 6 oder 12 Minuten.

Als Handantrieb für diese Brücke dient ein Tummelbaum, der auf eine vertikale, etwa in Schienenmitte angeordnete Welle aufgesetzt wird. Sechs Mann Bedienung sind vorgesehen. Die Welle arbeitet über ein Kegelradvorgelege und einen Kettentrieb auf die Verbindungswelle des Antriebs, auf der zur Inbetriebnahme des Handantriebes eine Klauenkupplung eingerückt wird.

In Bild 6 sind als Funktion des Kurbelwinkels und der Klappzeit z das für eine Windkraft von 50 kg/m² auf den Rollpunkt bezogene Brückenmoment M_{50} , die aus diesen Momenten resultierende Schubstangenkraft S_{50} , die Antriebsleistung am Motor N_{50} und die Geschwindigkeiten sowohl des Rollbahnmittelpunktes der Brücke V_m als auch des Kurbelzapfens V_k aufgetragen.

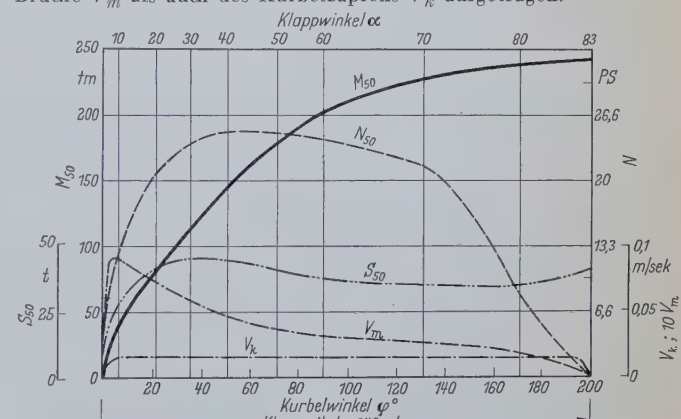


Bild 6. Diagramm der Antriebswerte der Klappbrücke Weener in Abhängigkeit vom Kurbelwinkel und der Klappzeit

- M_{50} = auf den Rollpunkt bezog. Moment bei Wind von 50 kg/m² in tm,
 N_{50} = Motorleistung bei Wind von 50 kg/m² in PS,
 S_{50} = Schubstangenkraft bei Wind von 50 kg/m² in t,
 V_m = Geschwindigkeit des Brückenmittelpunktes in m/sek,
 V_k = Geschwindigkeit des Kurbelzapfens in m/sek.

Die Klappstellung der Brücke ist durch den am oberen Rand aufgetragenen Klappwinkel α in Abhängigkeit von Kurbelwinkel φ ablesbar.

Der Maßstab der Antriebsleistung N_{50} ist hier bei vorgenanntem Diagramm so gewählt, daß die Ordinaten der Momentenkurve M_{50} am Leistungsmaßstab abgelesen, Leistungen angeben, die ein an der gleichen Brücke angewendeter Zahnstangenantrieb mit parallel zur Rollbahn laufenden Zahnstangen bei konstanter, der Klappzeit entsprechender Zahnstangengeschwindigkeit bei gleichem Wirkungsgrad der Getriebeteile benötigen würde. Durch diese Maßstabwahl ist es möglich, durch Vergleiche der N_{50} - und M_{50} -Kurve festzustellen, wie sich die Spitzenleistung des Kurbeltriebes zur Spitzenleistung des Zahnstangenantriebes verhält.

Der schon erwähnte Abbau der Leistungsspitze wird in dem Schaubild deutlich. Er beträgt etwa 23 %. Diese für den Baustoffaufwand der Getriebeteile günstige Charakteristik des obigen Kurbeltriebes wird durch die bei Öffnungsbeginn hohe, mit zunehmendem Klappwinkel jedoch abnehmende Geschwindigkeit der Brücke verursacht.

Dieser Geschwindigkeitsverlauf, der durch die zweckmäßige Lage des Schubstangenanlenkpunktes an der Brücke einerseits, und die Lage des Kurbelmittelpunktes zur Rollbahn andererseits erzielt wird, hat noch den weiteren Vorteil, daß die Brücke beim Öffnen relativ schnell die Flußöffnung freigibt. Beim Schließen der Brücke wirkt sich diese Erscheinung jedoch nachteilig durch sehr hartes Aufsetzen der Brücke aus, das nur durch Umschalten auf den Reserveantrieb kurz vor Beendigung des Schließvorganges vermieden werden konnte.

Beim Antrieb der in Bilbao erbauten Doppelklappbrücke von 2×25 m Stützweite, eine Straßenbrücke, bei der zur Erzielung eines ruhigen Brückenbildes Gegengewicht, Rollbahn und Antrieb unter der Fahrbahn angeordnet sind, ist dieser Nachteil vermieden (Bild 7). Hier hat der Kurbelbetrieb in Brückenschließlage seine

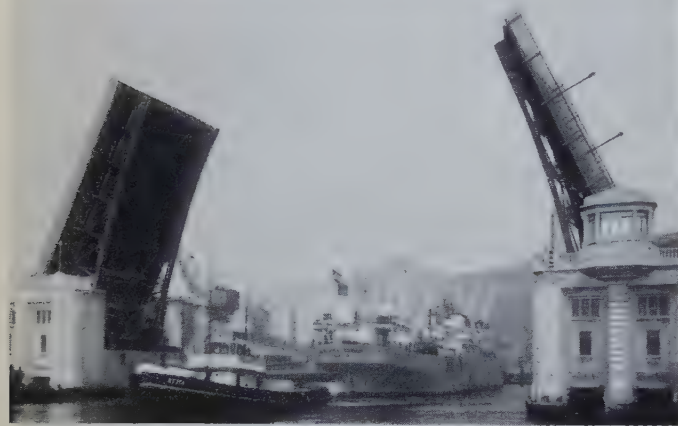


Bild 7. Doppelklappbrücke in Bilbao

Totlage. Da außerdem die Schubstange am Gegengewicht angreift und der Anlenkpunkt am Gegengewicht in der Brückenschließlage vom Rollpunkt relativ weit entfernt ist, setzt die Brücke sehr sanft auf. Dieser Vorteil muß jedoch durch eine höhere Leistungsspitze des Antriebes, d. h. durch größeren Baustoffaufwand, bei den Antriebsteilen erkauft werden. Für jeden der beiden 20 m breiten Flügel der Brücke sind zwei mit Triebstockverzahnung ausgerüstete Kurbelscheiben vorgesehen, die auf je einem feststehendem, in einem besonderen Rahmen untergebrachten Bolzen gelagert sind (Bild 8). Jeder Rahmen ist mit je einer Rollbahn fest verbunden und auf seinem im Brückenkeller angeordneten Betonfundament verankert.



Bild 8. Montage der Brücke in Bilbao

Am Umfang jeder Kurbelscheibe sind auf einem in der Kurbelscheibe befestigten Bolzen fliegend 2 Schubstangen seitlich angelenkt, die zum Gegengewicht führen.

Da sie gerade sind und nicht an der feststehenden Achse der Kurbelscheibe vorbeigehen, erreicht der Kurbeltrieb bei der geöffneten Brücke nicht ganz die Totlage, so daß hier der Antrieb nicht vollkommen entlastet ist. Der Antrieb jeder Kurbelscheibe erfolgt über ein Triebstockschaftritzel und 2 Zahnradvorgelege, deren Lager ebenfalls auf dem gleichen, den Kurbelscheibenbolzen aufnehmenden Rahmen befestigt sind (Bild 9).

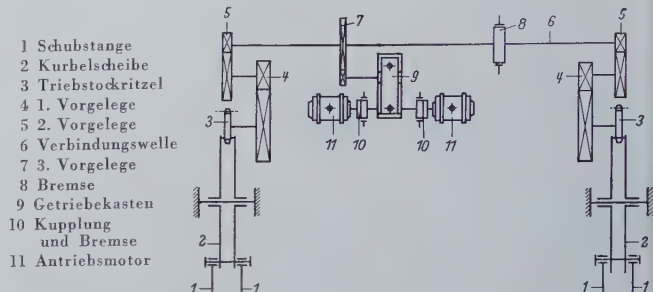


Bild 9. Antriebschema der Klappbrücke in Bilbao

Die Triebwerke beider Scheiben sind wie üblich durch eine Welle verbunden. Sie werden jedoch abweichend von den vorherigen Ausführungen mit nur einer möglichen Geschwindigkeit durch zwei Motore über einen einstufigen Getriebekasten und ein weiteres offenes Vorgelege angetrieben. Obwohl für diesen Antrieb nur eine Bremse erforderlich wäre, sind aus Sicherheitsgründen drei elektrisch betätigte Federbremsen eingebaut, von denen zwei auf die Motor-kupplungen wirken und eine größere auf die Verbindungswelle arbeitet. Die Öffnungs- und Schließzeit der Brücke beträgt 60 sek.

Der Handbetrieb ist für vier Mann Bedienung ausgelegt und arbeitet über Ketten, zwei doppelwirkende Lastdruckbremsen und eine Stirnradstufe auf die Abtriebswelle des Getriebekastens.

5. Kurbeltrieb mit zwei Totlagen

In dem Bestreben die Rollklappbrücken sanft auf ihr Widerlager aufzusetzen und zum anderen in der Öffnungslage der Brücke den Antrieb von starken Windkräften zu entlasten, wurde von der MAN der Kurbeltrieb mit zwei Totlagen geschaffen. Um die einfache Lagerung der Kurbelscheibe mit einem feststehenden Bolzen beibehalten zu können, wurde die Schubstange bogenförmig ausgeführt, damit sie in der Totlage nicht in den Bolzen einschneidet (Bild 10).

Dieser Antrieb wurde zum ersten Mal bei der einflügeligen Straßenklappbrücke über den östlichen Bahnhofskanal in Harburg ausgeführt. Diese aus Vollwandträgern gebildete Brücke mit obenliegendem Gegengewicht, mit 21 m Stützweite und 15,5 m Gesamtbreite (Rollbogenhalbmesser 5 m) wurde im Jahre 1933/34 gebaut (Bild 11).

Die Schubstangen greifen außerhalb der Hauptträger unter der Brücke an und werden von 2 Kurbelscheiben, die außerhalb der Rollbahnen unter den Gehwegen des Pfeilers angeordnet sind, bewegt. Die Lagerung jeder Kurbelscheibe, die aus 3 Scheiben aufgebaut ist, ist zusammen mit der Lagerung von 2 Vorgelegen auf einem besonderen auf Beton be-

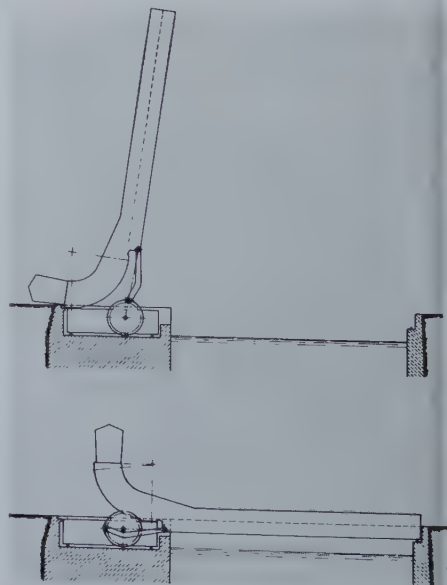


Bild 10. Schema des Kurbeltriebes mit 2 Totlagen und hochliegendem Gegengewicht

festigten Rahmen untergebracht. Die Antriebe beider Scheiben sind durch eine unter den Rollbahnen durchgeführte Welle verbunden. Sie wird von einem Drehstrommotor von etwa 65 PS Leistung wie-

blich über einen einstufigen Getriebekasten, 2 offene Schaltstufen für 2 Geschwindigkeiten und ein weiteres Vorgelege, angetrieben. Alle diese Teile, einschließlich Bremsen, Handantriebsräder, Schaltgeräte und deren Antriebe sind auf einem Rahmen montiert, der in einem Tunnel unter der Fahrbahn des Pfeilers befestigt ist (Bild 12).

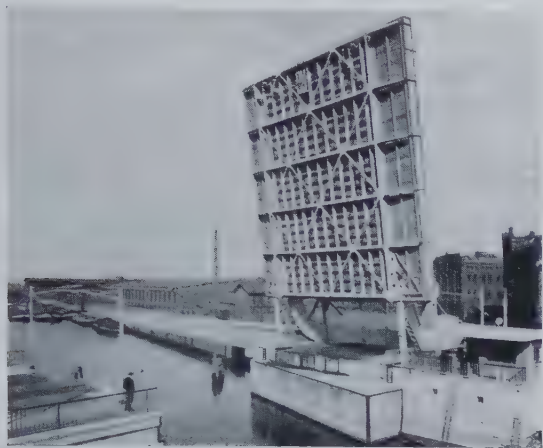


Bild 11. Straßeklappbrücke über den östlichen Bahnhofskanal in Harburg

Bei Stromausfall kann die Brücke durch einen Tummelbaum mit Mann Bedienung in etwa 2 Stunden geschlossen oder geöffnet werden.

Der Kurbeltrieb mit zwei Totlagen hat sich als Antrieb dieser Brücke bewährt und als so vorteilhaft erwiesen, daß sehr viele seit dieser Zeit ausgeführte Scherzer-Brücken-Antriebe das gleiche Prinzip aufweisen.

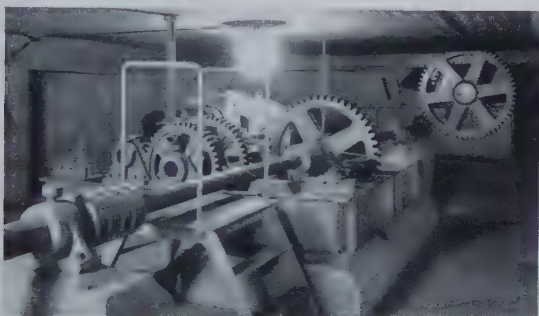


Bild 12. Triebwerk der Straßeklappbrücke über den östlichen Bahnhofskanal in Harburg



Bild 13. Straßeklappbrücke über die Mottlau in Danzig

Bei der im Jahre 1937 in Danzig über die Mottlau gebauten flügeligen Straßenbrücke (Bild 13) mit 15,6 m Stützweite und einer Gesamtbreite von 17,6 m ist der Kurbeltrieb mit zwei Totlagen zum ersten Mal bei einer Brücke mit tiefliegendem Gegengewicht

angewendet worden (Bild 13 und 14). Wie bei der Brücke Bilbao sind zwei Kurbelscheiben mit je 2 Schubstangen im Brückenkeller auf besonderen Rahmen untergebracht.

Abweichend sind jedoch einmal die Kurbelscheiben, die hier als Zahnräder (Bild 15) mit normaler Evolventenverzahnung in Stahlguß ausgeführt sind, und zweitens die gebogenen Schubstangen, die, am Gegengewicht angreifend, auch für die geöffnete Brücke eine Totlage der Kurbelscheibe gestatten. Außerdem ist die Anordnung der offenen Vorgelege geändert; auf den Rahmen der Kurbelscheiben sind nur je ein Vorgelege, und auf dem mittleren Maschinenrahmen 2 Vorgelege untergebracht. Nachteilig bei diesem Antrieb und bei dem der Brücke Bilbao ist die Anordnung von vier Schubstangen. Sie müssen gleich lang sein und bei der Montage genauestens ausgerichtet werden, da das starre Gegengewicht der

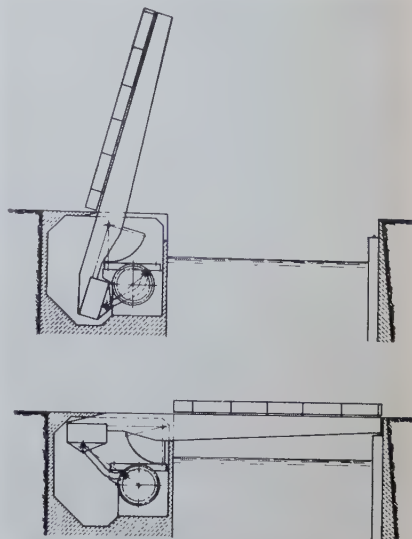


Bild 14. Schema des Kurbeltriebes mit 2 Totlagen und tiefliegendem Gegengewicht

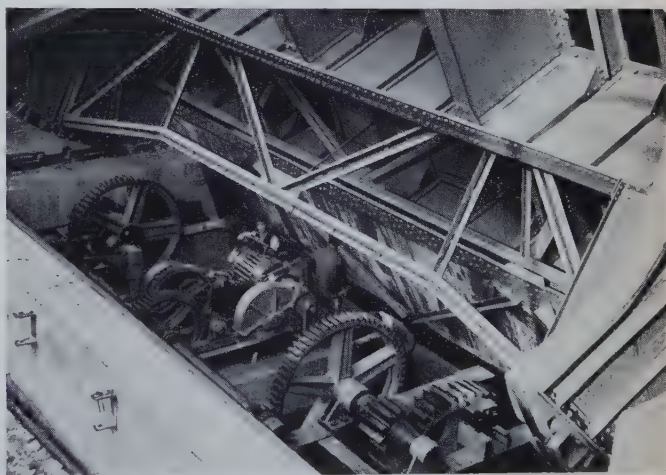


Bild 15. Triebwerk der Danziger Klappbrücke

Brücke eine Verdrehung der Hauptträger gegeneinander nicht zuläßt. Nachträgliche Fundamentänderungen oder größere Verzahnungsfehler können ein ungleichmäßiges Tragen der Schubstangen verursachen oder sogar Zwangskräfte erzeugen.

Um einerseits diese Schwierigkeiten zu beseitigen, andererseits Material zu sparen, wurden bei den nach dem Kriege ausgeführten Rollklappbrücken mit tiefliegenden Gegengewichten zum Antrieb nur eine Kurbelscheibe mit zwei seitlich vorbeigehenden, gekrümmten Schubstangen verwendet. Beide Schubstangen, die nur um die Kurbelscheibenbreite voneinander entfernt sind, greifen in der Mitte des Gegengewichtes an. Ihre Montage ist wesentlich erleichtert und der Antrieb ist gegen Fundamentänderungen und Verzahnungsfehler unempfindlich.

Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung liegt in dem wesentlich geringeren Platzbedarf der Maschinenteile im Brückenkeller, wodurch deren Zugänglichkeit und Wartung verbessert wurde.

Sowohl bei der Brücke über den westlichen Bahnhofskanal in Harburg (Stützweite 16,95 m, Breite 19 m) als auch bei der Doppelklappbrücke Reiherstieg (Stützweite 41,6 m, Breite 13,15 m), beides Straßenbrücken, wurde dieser Antrieb eingebaut.

Den größeren Kräften entsprechend, ist die aus zwei Stahlscheiben in der üblichen Weise aufgebaute und gelagerte Kurbelscheibe am Umfang mit einer doppelten Triebstockverzahnung versehen (Bild 16).

Ihr Lagerzapfen ist jedoch in einem besonderen, aus Blechen geschweißten Lagerbock, der durch Rippen gut ausgesteift ist, befestigt. Durch 4 kräftige Schrauben wird dieser Lagerbock auf seinem Fundament im Brückenkeller verankert. Bild 16 zeigt den

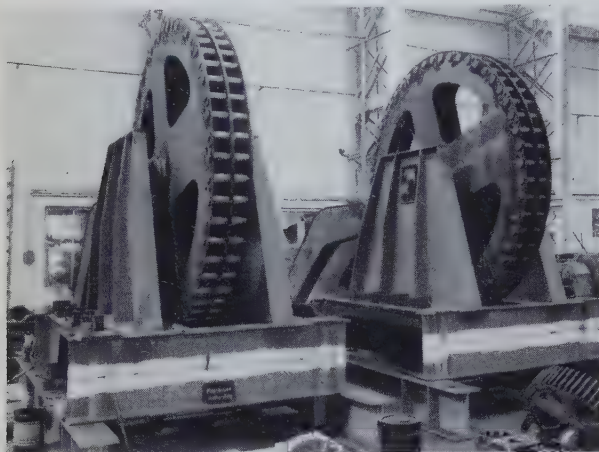
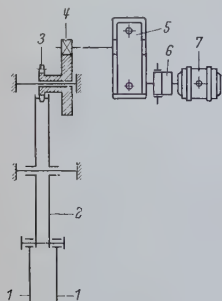


Bild 16. Doppelte Triebstockverzahnung der Klappbrücke Reiherstieg in Harburg Lagerbock während der Montage, auf dem Kopf stehend. Ein weiterer im Lagerbock befestigter Bolzen nimmt das hohlgebohrte Triebstockritzel auf, auf dessen verlängerter Nabe ein Stirnrad aufgeschraubt ist. Da die Lager des in das Stirnrad eingreifenden Ritzels ebenfalls auf dem Lagerbock befestigt sind, ergeben sich für den Eingriff der Zahnradstufe und den der Triebstockverzahnung sehr gute Verhältnisse. Der Antrieb des Ritzels erfolgt über eine kurze Welle von einem zweistufigen Getriebekasten, der von einem Drehstrommotor über eine elastische Kupplung angetrieben wird (Bild 17).



- 1 Schubstange
- 2 Kurbelscheibe
- 3 Triebstockritzel
- 4 1. Vorgelege
- 5 2stuf. Getriebekasten
- 6 Kupplung und Bremse
- 7 Antriebsmotor

Bild 17. Antriebsschema der Klappbrücke Reiherstieg in Harburg

Für den Antrieb genügt eine auf die Kupplung wirkende, durch Eldro-Gerät betätigte Federbremse. Motor und Getriebe sind auf einem besonderen auf Beton befestigten Rahmen montiert, der auch die Teile für den Handbetrieb und die Schaltgeräte aufnimmt.

In Bild 18 sind die Brückenmomente, Schubstangenkräfte, der Leistungsbedarf und die Geschwindigkeitsverhältnisse der Klappbrücke Reiherstieg als Funktion sowohl des Klapp- als auch des Kurbelwinkels oder der Klappzeit dargestellt. Der Leistungsverlauf und die gegen Ende der Brückenöffnung ansteigende Schubstangenkraft lassen erkennen, daß die Antriebsteile nicht so gut ausgenutzt sind, wie die der Weener Klappbrücke. Dies läßt sich aus dem Geschwindigkeitsverlauf des Brückenmittelpunktes erklären, der hier sein Maximum etwa in der Mitte der Brückenöffnung hat, während bei der Weener Klappbrücke die Geschwindigkeitsspitze bei Öffnungsbeginn liegt, wo die Brückenmomente noch klein sind. Dieser Nachteil wird jedoch aufgehoben durch das günstigere Verhalten beim Aufsetzen in der Schließlage. Eine weitere Verbesserung wurde bei der Gestaltung der Rollbahnen der Brücke vorgenommen.

Bisher waren alle Rollbahnen aus Stahlguß mit rohgegossenen Zähnen hergestellt. Da die Zähne oft sehr ungenau abgegossen wurden, stellte sich bei der Montage ein Schiefelaufen der Brücke ein, oder die Brücke versuchte, auf einzelne Zähne hochzuklettern. Dieser Nachteil wurde durch die in Bild 19 dargestellte Konstruktion vermieden. Die Rollbahn ist aus Stahl geschweißt und die am Rollsektor eingesetzten Bolzen greifen — wie bei einer Triebstockverzahnung — in entsprechende Aussparungen der Seitenführungen ein. Da die Aussparungen bearbeitet werden, ist der Eingriff genauer.

Zur Montageerleichterung ist außerdem die Möglichkeit gegeben worden, die Rollbahnen durch Keile in Längsrichtung zu verschieben.

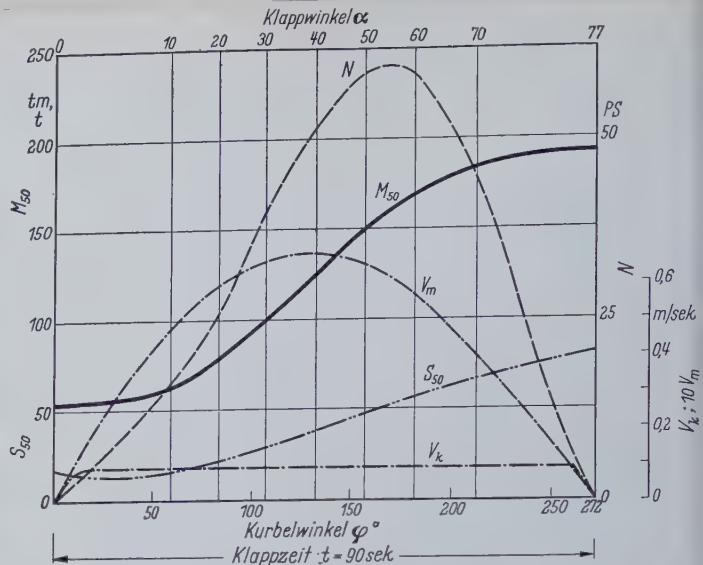


Bild 18. Diagramm der Antriebswerte der Klappbrücke Reiherstieg in Abhängigkeit vom Kurbelwinkel und der Klappzeit

M_{50} = auf den Rollpunkt bezog. Moment bei Wind von 50 kg/m^2 in mt ,
 N = Motorleistung bei Wind von 50 kg/m^2 in PS ,
 S_{50} = Schubstangenkraft bei Wind von 50 kg/m^2 in t ,
 V_m = Geschwindigkeit des Brückenmittelpunktes in m/sek ,
 V_k = Geschwindigkeit des Kurbelzapfens in m/sek .

Eine neuere Ausführung einer Klappbrücke mit obenliegendem Gegengewicht ist die doppelgleisige Eisenbahnbrücke über die Hunte in Oldenburg mit $29,7 \text{ m}$ Stützweite und $12,6 \text{ m}$ Brückenweite (Baujahr 1951). Im geschlossenen Zustand stützen sich beide Brückenflügel auf einen gemeinsamen Mittelpfeiler ab (Bild 20).

Der Antrieb dieser Brücke entspricht dem der Klappbrücke Harburg-Ost, nur ist der Antriebsmotor mit den schneller laufenden Getriebeteilen in einem besonderen Haus neben der Brücke unter-

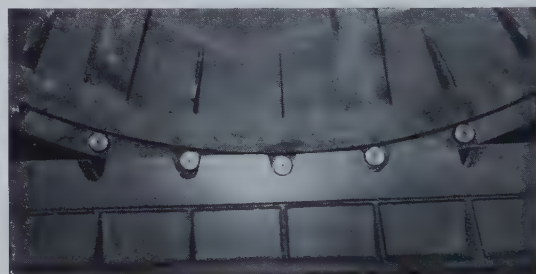


Bild 19. Rollbahn mit Triebstockverzahnung



Bild 20. Zweiflügelige Eisenbahnklappbrücke über die Hunte in Oldenburg

gebracht. Von hier führt eine Welle in den Tunnel unter dem Pfeiler und treibt über ein Vorgelege die Verbindungswelle an, die auf die beiden außerhalb der Rollbahnen angeordneten Kurbelscheiben arbeitet.

6. Zusammenfassung

Die Entwicklung der Antriebe von Scherzer-Klappbrücken, der am häufigsten ausgeführten Bauart beweglicher Brücken, ist gekenn-

zeichnet durch den Übergang von den am Rollmittelpunkt angreifenden Zahnstangen-Antrieben zum Kurbeltrieb und dessen bauliche Vereinfachung.

Um gerade Schubstangen verwenden zu können, wurde zunächst der Kurbeltrieb mit nur einer Totlage ausgeführt, und zwar bei der Brücke mit oberliegendem Gegengewicht für die geöffnete Brückennlage und bei der Brücke mit unterliegendem Gegengewicht für die Schließlage.

Der Wunsch, die Vorteile der beiden verschiedenen Totlagen bei beiden Brückenausführungen auszunutzen, führte zwangsläufig zu einem Kurbeltrieb mit zwei Totlagen, der durch die Verwendung von gebogenen Schubstangen bei sonst gleicher Konstruktion ermöglicht wurde. Infolge der beiden Totlagen wird das Anfahren und Stillsetzen der Klappe stoßfrei auf rein mechanischem Wege erreicht. Außerdem ist die Klappe in ihren Endlagen verriegelt und der An-

trieb besonders in der Öffnungslage von den hohen Windkräften entlastet.

Eine weitere Vereinfachung des Antriebes für Brücken mit unterliegendem Gegengewicht ergab sich durch die Anordnung von nur einer Kurbelscheibe in der Brückenlängsachse, an Stelle der beiden in Rollbahnnahe gelagerten zwei Kurbelscheiben.

Die Zahl der Schubstangen wurde von 4 auf 2 vermindert und die durch Verzahnungs- oder Montagefehler hervorgerufenen Zwangskräfte vermieden.

Im Zuge der Weiterentwicklung ist man bestrebt, durch die Zusammenfassung weiterer Bauteile die Antriebe geschlossener zu gestalten, den Platzbedarf zu verringern und durch Unterbringung der schneller laufenden Getriebestufen in staub- und öldicht geschlossenen Kästen die Wartung zu vereinfachen und die Betriebssicherheit zu erhöhen.

Kritische Gedanken zur Bemessung der Querverbindungen mehrteiliger Druckstäbe

Von Dr.-Ing. E. h. F. Wansleben, Krefeld

DK 624.071.3 Druckstäbe

Jeder aufmerksame Statiker wird schon bemerkt haben, daß die in DIN 4114 angegebenen Regeln zur Bemessung der Querverbindungen mehrteiliger Druckstäbe nicht befriedigen und vorwiegend im Bereich der gedrungenen Stabformen trotz der verschiedenen vorgesehenen Einschränkungen zu nicht mehr sinnvollen Ergebnissen führen. Wir wollen daher das Problem hier noch einmal näher betrachten.

Da die Bemessung eines zentrisch gedrückten mehrteiligen Stabes ein reiner Stabilitätsfall ist, kann ein Anhalt für die ein Festigkeitsproblem darstellende Bemessung der Querverbindung der Teilstäbe miteinander nur aus zweckmäßig gewählten Bedingungen abgeleitet werden, welche während des Knickvorganges erfüllt sein sollen. Eine solche Bedingung ist, daß die Verbindungen haltbarer sein sollen als die Teilstäbe, deren Zerstörung beispielsweise bei fachwerkartiger Vergitterung nur durch Ausknicken erfolgen kann. Bei einer Schnallenverbindung sind dagegen zwei Arten der Zerstörung möglich. Entweder knickt der Einzelstab wie bei der Vergitterung aus oder er wird durch das an der Verbindungsstelle wirkende Biegemoment zerbrochen.

Es ist nun offensichtlich, daß für die mit der Wirkung der Querkraft zusammenhängenden, zur Zerstörung des Einzelstabes führenden Zusatzspannungen ein um so geringerer Anteil an der Stabfestigkeit verbleibt, je größer der Anteil der Knickspannung an ihr ist. Mit anderen Worten gesagt, müssen die zur Bemessung der Querverbindungen in Betracht kommenden Querkräfte um so kleiner werden, je gedrungener die Druckstäbe konstruiert sind.

Bei der Untersuchung dieser möglichen Grenzfälle beschränken wir uns auf zweiteilige Druckstäbe mit Schnallenverbindungen, weil bei der Vergitterung keine andern Gesichtspunkte auftreten. Außerdem sehen wir bei den Betrachtungen von einigen, das Ergebnis nur wenig beeinflussenden Feinheiten der Berechnung ab, um ihre Klarheit nicht zu stören. Die hier gewählten Formelzeichen entsprechen denen der DIN 4114. Ihnen wird noch die Ausbiegung f des Stabes und das Widerstandsmoment W_1 des Einzelstabquerschnitts hinzugefügt. Ferner werden überall dort die Fußzeichen fortgelassen, wo eine Verwechslung der Beziehung ausgeschlossen ist.

Obleich sich die Berechnung auf den in Bild 1 dargestellten Knickzustand bezieht, wird sie mit den vorhandenen Kraftgrößen und zulässigen Spannungen durchgeführt, weil sich der gemeinsame Sicherheitsfaktor ν , mit denen alle diese Werte behaftet sind, aus der Rechnung heraushebt.

Die größte Längskraft im Einzelstab ist $S_1 = \frac{S}{2} \left(\frac{2f}{e} + 1 \right)$. Soll sie mit der Stabkraft S gleichzeitig die Knickgrenze erreichen, was der Bedingung $\frac{S_1 \omega_1}{F_1} = \frac{S \omega}{2 F_1}$ entspricht, dann geschieht dies bei der Grenzausbiegung $f = \frac{e}{2} \left(\frac{\omega}{\omega_1} - 1 \right)$. Ihr entspricht eine Endneigung

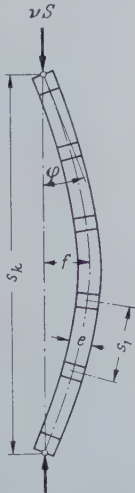


Bild 1. Skizze des ausgeknickten gegliederten Druckstabes

der Biegelinie $\varphi = \frac{\pi f}{s_k}$, so daß die für die Berechnung der Verbindungsglieder maßgebliche ideelle Querkraft am Stabende

Q_{max} = S \omega \frac{\pi e}{2 s_k} \left(\frac{1}{\omega_1} - \frac{1}{\omega} \right) \dots \dots \dots (1)

ist ¹⁾. Von hier aus verläuft die Querkraft nach einer Cosinus-Linie.

Wie Vergleichsrechnungen zeigen, ist das Kräfteverhältnis $\frac{Q}{S \omega}$ nur bei sehr schlanken Stäben größer, dagegen im Bereich der gedrungenen Stäbe zum Teil erheblich kleiner als der in der DIN 4114 geforderte Wert $\frac{1}{80}$. Trotzdem überschreitet das ermittelte Verhältnis gerade dort vielfach die Grenze, bei welcher der Einzelstab durch die Biegebeanspruchung zerstört wird.

Da die mittlere Druckspannung im Einzelstab $\sigma_d = \frac{\sigma_{zul}}{\omega}$ ist, verbleibt für die zum Bruch führende zusätzliche Biegespannung $\sigma_b = \sigma_{zul} \left(1 - \frac{1}{\omega} \right)$. Bei einer freien Biegelänge $l \sim 0,85 s_1$ des Einzelstabes wird diese Spannung bei einer Grenzquerkraft

Q' \sim \frac{4}{0,85} \cdot \frac{W_1 \sigma_{zul}}{s_1} \cdot \frac{\omega - 1}{\omega} \dots \dots \dots (2)

erreicht. Sie ist im Gegensatz zu der aus Gl. (1) ermittelten von der Stabkraft unabhängig.

Um einen konkreten Vergleich der Querkräfte nach den Formeln (1) und (2) mit der Forderung der DIN 4114 zu erhalten, wollen wir zwei Zahlenbeispiele durchrechnen.

1. Beispiel (Bild 2)

S = 20 t, s_k = 700 cm, s_1 = 100 cm, W_1 = 14,8 cm^3, i_x = 5,45 cm, i_y = 6,01 cm, i_1 = 1,75 cm, lambda_x = 700/5,45 = 128,5, lambda_y = 700/6,01 = 116,4, lambda_1 = 100/1,75 = 57 < lambda_x/2, lambda = sqrt(116,4^2 + 57^2) = 130, omega = 4,28, omega_1 = 1,37;

nach Gl. (1)

Q = 20 \cdot 4,28 \cdot \frac{\pi \cdot 11,5}{2 \cdot 700} \left(\frac{1}{1,37} - \frac{1}{4,28} \right) = \frac{20 \cdot 4,28}{78} = 1,10 t,

nach Gl. (2)

Q' = \frac{4}{0,85} \cdot \frac{14,8 \cdot 2,1}{100} \cdot \frac{4,28 - 1}{4,28} = 1,12 t,

nach DIN 4114

Q = \frac{20 \cdot 4,28}{80} = 1,07 t.

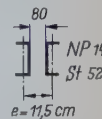


Bild 2. Querschnittswerte zu Beispiel 1

¹⁾ Wegen der Verwendung der omega-Zahlen (allerdings der alten) bei der Lösung der gleichen Aufgabe sei auch auf Stoltenburg, W.: Berechnung gegliedelter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Bautechnik IV (1926) H. 50 S. 736/38, sowie Rühl, D.: Berechnung gegliedelter Knickstäbe, Berlin 1932, VDI-Verlag GmbH hingewiesen. Die Schriftleitung

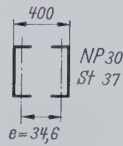
2. Beispiel (Bild 3)

$$S = 129 \text{ t}, \quad s_k = 560 \text{ cm}, \quad s_1 = 140 \text{ cm}, \quad W_1 = 67,3 \text{ cm}^3,$$

$$i_x = 11,7 \text{ cm}, \quad i_y = 17,5 \text{ cm}, \quad i_1 = 2,9 \text{ cm},$$

$$\lambda_x = \frac{560}{11,7} = 48, \quad \lambda_y = \frac{560}{17,5} = 32,$$

$$\lambda_1 = \frac{140}{2,9} = 48,3,$$

Bild 3.
Querschnittswerte
zu Beispiel 2

$$\lambda = \sqrt{32^2 + 48,3^2} = 58,$$

$$\omega = 1,28, \quad \omega_1 = 1,19;$$

nach Gl. (1)

$$Q = 129 \cdot 1,28 \cdot \frac{\pi \cdot 34,6}{2 \cdot 560} \left(\frac{1}{1,19} - \frac{1}{1,28} \right) = \frac{129 \cdot 1,28}{176} = 0,94 \text{ t},$$

nach Gl. (2)

$$Q' = \frac{4}{0,85} \cdot \frac{67,3 \cdot 1,4}{140} \cdot \frac{1,28 - 1}{1,28} = 0,7 \text{ t},$$

nach DIN 4114

$$Q = \frac{129 \cdot 1,28}{80} = 2,06 \text{ t}.$$

Wie wir sehen, müssen wir die Querkraft stets nach beiden Formeln berechnen. Den kleineren der ermittelten Werte dürfen wir dann zur Bemessung der Verschnallungsanschlüsse benutzen. Die meist nach konstruktiven Gesichtspunkten gewählten Schnallenabmessungen sind in der Regel ausreichend. Nur bei schlanken Stäben wird mitunter eine Spannungsuntersuchung notwendig.

Neuere Erkenntnisse bei Brückenbelägen

Von Prof. Dr.-Ing. Otto Kirschmer, Darmstadt

DK 624.21.095.5 Brückenfahrbahndecken

1. Anforderungen an Fahrbahnbeläge

Auf der Tagung der „Kommission für bituminöse Brückenbeläge“ im April 1957 wurde über die Erfahrungen berichtet, die sich bei 27 Brücken, und zwar sowohl bei Stahl- als auch Massivbrücken, ergeben hatten. Es wurde festgestellt, daß die bituminösen Beläge auf 19 — allerdings meist kleineren — Brücken keine Schäden gezeigt haben, und man glaubte, in Anbetracht der mancherlei Schwierigkeiten, die in der Natur der bituminösen Fahrbahndecken begründet sind, mit diesem Ergebnis nicht unzufrieden sein zu dürfen. Insbesondere ist zu erwähnen, daß einige bituminöse Brückenbeläge ihre Bewährungsprobe auch unter großer Verkehrsbelastung über viele Jahre bestens bestanden haben: Hase-Hubbrücke in Meppen 10 Jahre, und ein Teilbelag der Hängebrücke Köln-Mülheim 6 Jahre. Diesen wohl gelungenen Ausführungen stehen aber auch manche Fehlschläge gegenüber. Bild 1 zeigt als Beispiel einen nach nur



Bild 1. Längs- und Querrisse auf einem bituminösen Brückenbelag

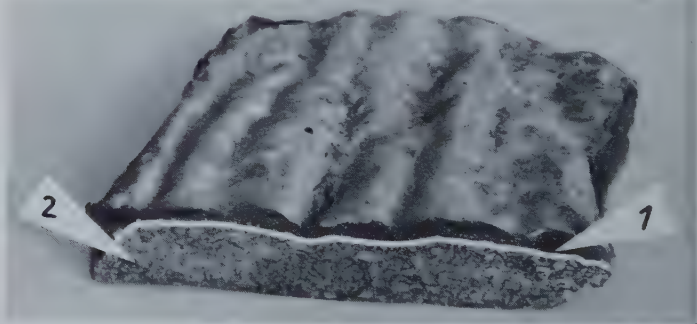
vierjährigem Bestand so stark beschädigten bituminösen Brückenbelag auf einer Stahlbetonfahrbahn, daß er vollkommen erneuert werden muß. Leider haben sich solche Mißerfolge bisher nicht vermeiden lassen: sie liegen manchmal in einer ungeeigneten Isolierung (Mastixschicht) oder im Aufbau der Gußasphaltdecke oder in mangelhafter Ausführung begründet.

Die wichtigsten Anforderungen, die an Fahrbahnbeläge zu stellen sind, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Der Belag muß auf seiner Unterlage genügend fest haften und den oft beträchtlichen Schwingungen der Brücken standhalten. Die Forderung des Haftens ist heute allgemein anerkannt, während man noch um das Jahr 1950 glaubte, es sei besser, den Fahrbahnbelag auf seiner Unterlage „etwas schwimmen zu lassen“.
2. Der Belag muß wasserundurchlässig sein, um bei Stahlfahrbahnen die Gefahr der Korrosion auszuschließen. Deshalb eignen sich bei Verwendung bituminöser Decken dichte Gußasphaltbeläge nach Ansicht der meisten Fachleute besser als offene Binderschichten (Walzasphalt).
3. Eine sehr wichtige Forderung geht dahin, daß der Belag unter dem Einfluß der Bremskräfte der Fahrzeuge und der Stoßbelastung durch den neuzeitlichen schnellen und schweren Ver-

kehr keinesfalls schieben darf. Dies hängt in erster Linie von der auf die Fahrbahn aufzubringenden Isolierung ab. Wird als Isolierung eine Mastixschicht gewählt, so können, besonders in der heißen Jahreszeit, bei einer zu weich oder überfetteten eingestellten Mastixschicht Wellen entstehen (Bild 2), die sich in die darüber liegende Verschleißschicht (z. B. Gußasphalt) fortsetzen oder diese zerbrechen können (Bild 1). Wenn in einem Belag einmal Wellen entstanden sind, lassen sie sich erfahrungsgemäß nicht mehr entfernen. Abhilfe kann nur eine Erneuerung des Belages schaffen.

4. Da eine Schwarzdecke — falls eine solche als Brückenbelag gewählt wird — physikalisch als absolut schwarzer Körper zu bezeichnen ist, ist es nicht verwunderlich, daß an der Oberfläche solcher Decken an sogenannten Tropentagen schon Temperaturen über $+60^\circ\text{C}$ gemessen wurden. Andererseits

Bild 2. Schnitt durch einen bituminösen Belag, dessen Isolierung wellig wurde
2 Gußasphalt-Belag (Verschleißdecke) 1 Weiche, überfettete Mastixschicht

aber ist in unseren Gegenden im Winter mit Kältegraden von -20°C und darunter zu rechnen. Dies bedeutet, daß vom Belag eine Temperaturspanne von etwa 80°C ungeschädlich aufgenommen werden soll. Diese Forderung ist nicht nur hart, sondern es kommt erschwerend hinzu, daß dabei der Nullpunkt durchschritten wird. Deshalb ist in unserem Klima für einen Brückenbelag besonders das zeitige Frühjahr kritisch, wenn Frost und milde Witterung häufig wechseln.

2. Brückenbeläge auf Stahlfahrbahnen

Die nach 1945 in Deutschland errichteten Stahlbrücken, die meist an Stelle solcher Brücken gebaut wurden, die im zweiten Weltkrieg der Zerstörung anheim fielen, zeichnen sich durch ein Merkmal besonders aus: das geringe Gewicht. Überschlüssig kann man sagen, daß die neuen Rheinbrücken in Mannheim, Mainz, Köln, Düsseldorf u. a. fast nur die Hälfte des Stahlgewichtes gegenüber der Zeit vor 1939 benötigten. Durch Einführung neuer Konstruktionen, unter denen die orthotrope Platte an erster Stelle zu nennen ist, war der Anfang zu dem gemacht, was wir heute als „Leichtfahrbahn“ bezeichnen. Wenn das Stahlgewicht einer orthotropen Platte überschüssig zwischen 140 und 180 kg/m^2 liegt, so folgt daraus, daß auch der Fahrbahnbelag dieser Gewichtsverminderung angepaßt werden muß. Dies besagt aber, daß viele konventionelle Belagsarten, wie Pflasterungen,

Betondecken u. a. ausscheiden. Von den bisher üblichen Belägen blieb eigentlich nur die bituminöse Decke, zumeist als dichter Gußasphalt, übrig. Ein solcher Belag von 5 cm Dicke wiegt etwa 100 bis 120 kg/m² und ist mit dem verringerten Stahlgewicht verträglich. Man muß daher die Definition des Begriffes „Leichtfahrbahn“ dahingehend erweitern, daß man darunter eine leichte Stahlkonstruktion in Verbindung mit einem leichten Fahrbahnbelag versteht.

Der Entschluß, bituminöse Fahrbahnbeläge auch für sehr große Brücken (z. B. Hängebrücke Köln-Mülheim) zu wählen, fiel nicht leicht, da bekannt gewordene ungünstige Erfahrungen mit Asphaltbelägen (Autobahnbrücke Kirchheim u/T.) zur Vorsicht mahnten. Es ist das Verdienst von Oberbaudirektor K. Schüssler, Köln, daß er trotzdem die Verantwortung und das Wagnis auf sich nahm, sich bei der Köln-Mülheimer Brücke zu einer orthotropen Platte mit bituminösem Fahrbahnbelag zu entschließen. Damit war ein entscheidender Schritt getan, und die Leichtfahrbahn setzte sich in der Folge nicht nur in Deutschland, sondern auch im Ausland immer mehr durch.

Was den Asphaltbelag anbetrifft, so muß man auf Grund der bisherigen guten und schlechten Erfahrungen auf zwei kritische Punkte hinweisen. Der eine ist die Isolierung. Man hat in den vergangenen acht Jahren eine ganze Reihe von Möglichkeiten vorgeschlagen, die zum Teil als Proben auf der Brücke Breitscheid in der Nähe von Düsseldorf eingebaut sind: Mastix mit und ohne Zusatz von Kautschuk, aufgeklebte geriffelte Metallfolien (meist Aluminium), aufgeklebte Kunststoff-Folien (Oppanol), Anstrich mit Kunststoff (Moltopren — neuerdings als DD-Klebeanstrich bezeichnet — u. a.). Von diesen Isolierungsmöglichkeiten können bisher nur zwei als bewährt bezeichnet werden, nämlich Mastix-Isolierungen mit höchstens 15 bis 16 Gew.-% Bitumengehalt und aufgeklebte Al-Folien. Es ist bei der Planung zu bedenken, daß eine ungeeignete Isolierung nicht nur das Fahrbahnblech gefährden kann (Korrosion), sondern vor allem den darüber liegenden Asphaltbelag (Gefahr der Wellenbildung und Verschiebung bis zur Zerstörung). Einige Brückenbeläge mußten aus diesem Grunde schon teilweise oder ganz erneuert werden¹⁾.

Der zweite kritische Punkt liegt darin, einen Asphaltbelag zu finden, der die oft auftretenden großen atmosphärischen Temperaturunterschiede (Sommer — Winter) und ebenso die infolge der verschiedenen Wärmeleitfähigkeit von Stahl und Asphalt vorkommenden raschen Abkühlungen und Erwärmungen (Tag — Nacht; Sonne — Schatten; Luftzug unter Brücken, die einer Kaminwirkung gleichkommen) aushält und nicht allzu anfällig gegen Risse ist. Bild 3



Bild 3. Kälteriß in einem Gußasphaltbelag (Februar 1956)

zeigt einen Gußasphaltbelag, der am 10. Februar 1956 bei einer Außentemperatur von -23°C nach einer Kältewelle von 10 Frosttagen schlagartig und mit lautem Knall gerissen ist. Es muß aber betont werden, daß Kälterisse nicht entfernt so schädlich sind wie Wellenbildungen im Sommer.

Auf Grund der bei orthotropen Platten in Deutschland vorliegenden Erfahrungen kam Kantonsingenieur E. H. Schaub, Basel-Stadt, zu dem Ergebnis, daß „die in Deutschland (auf solchen Stahlbrücken) ausgeführten Fahrbahnbeläge den gestellten Anforderungen nicht restlos genügen“. Für den Belag der St. Alban-Brücke über den Rhein in Basel wurde deshalb ein „offener“ Deckbelag in Anlehnung an die in England und Dänemark sehr verbreiteten Rock-N-on-Skid-Beläge und den schweizerischen Nitra-Belag (erstmalig 1954 auf der Pont de Lancy in Genf eingebaut) gewählt, der sich bisher gut bewährt hat und sehr griffig geblieben ist.

¹⁾ Mastixschichten aus sehr weichem Bitumen oder solche mit hohem Bitumengehalt (überfettet) sind nur bei Temperaturen von $\pm 0^{\circ}\text{C}$ und darunter als feste Körper zu bezeichnen. Rheologisch betrachtet sind solche Mastixschichten, insbesondere bei sommerlicher Wärme, sehr zähe Maxwell'sche Flüssigkeiten, die sich unter dem Einfluß äußerer Kräfte (z. B. Beanspruchung durch den Verkehr) verformen. Es kommt dabei nicht so sehr auf die Größe der Belastung an, als vielmehr auf deren Häufigkeit und die Dauer der Einwirkung (Problem der Relaxation). So erklären sich die oftmals beobachteten Wellenbildungen. Auf einer „flüssigen Unterlage“ muß jeder Deckbelag, aus welchem Material er auch bestehen mag, über kurz oder lang der Zerstörung anheim fallen.

Hierzu mag noch bemerkt sein, daß englische Vorbilder nicht ohne weiteres auf den Kontinent übertragen werden dürfen, weil andere klimatische Verhältnisse herrschen. Immerhin ist interessant, daß man bemüht ist, die bituminösen Brückenbeläge weiter zu verbessern, oder sogar ganz neue Möglichkeiten zu suchen.

3. Neuartige Brückenbeläge auf Latex-Basis

In dem Bestreben, das Gewicht des Brückenbelages weiter zu vermindern und den Belägen besonders gute Eigenschaften zu geben unter Vermeidung der bei bituminösen Decken möglichen Gefahren (schwimmende Isolierung, Rissebildung), sind die Semtex Ltd., London, und ihre deutsche Tochtergesellschaft, die DUNLOPLAN GmbH, Hanau/Main, seit mehreren Jahren neue Wege gegangen. Die bisherigen Erprobungen und Bewährungen — nicht nur im Laboratorium, sondern auch in der Praxis — über die im folgenden berichtet wird, sind gut und haben schon die Beachtung der an Brückenbelägen interessierten Kreise gefunden.

In der Einleitung wurde besprochen, daß ein Brückenbelag haften, schwingungssicher und wasserundurchlässig sein müsse. Ferner soll er nicht zu Wellenbildungen und Rissen neigen. Darüber hinaus wünscht man von Fahrbahnbelägen auch geringen Verschleiß (Abrieb), eine leicht und einfach auszuführende Ausbesserung etwa schadhafte gewordener Stellen (z. B. in den Fahrspuren), Altersunbeständigkeit und bei den modernen Stahl-Leichtfahrbahnen (orthotrope Platten) ein möglichst geringes Gewicht. Alle diese Forderungen geben Fahrbahnbelägen den Charakter von Straßenbelägen unter verschärften Bedingungen. Sie werden von Semtex-Belägen weitgehend erfüllt.

Bei Schwarzdecken stört die Tatsache, daß sie in heißem Zustand gemischt und eingebracht werden müssen. Es hängt also sehr viel von der richtigen, oftmals ängstlich gehüteten Rezeptur ab, wie auch von der sorgfältigen Herstellung (Einhaltung der Mischungsverhältnisse und Temperaturen) und einer gewissenhaften Bauaufsicht.

Demgegenüber werden Semtex-Beläge im Kalteinbau nach einfacher, klarer Vorschrift hergestellt, so daß Einbaufehler bei einiger Übung vermeidbar sind. Dadurch ist auch eine gleichbleibende Güte in hohem Maße gewährleistet.

Ein entscheidender Vorteil von Semtex-Belägen ist das geringe Gewicht. Nimmt man eine Deckendicke von 12 mm an, so beträgt das Gewicht von 1 m² nur rd. 23 kg (spez. Gewicht von Semtex SX 153 $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$), d. i. ein Bruchteil des Gewichtes der bisher üblichen Belagsarten. Damit eröffnen sich für die Weiterentwicklung des Stahlbrückenbaues ganz neue Aussichten.

4. Grundsätzliches über den Belag SX 153²⁾

Im Gegensatz zu anderen Fahrbahndecken besteht der Belag „Semtex SX 153“ aus stabilisiertem Naturlatex, hydraulischem Bindemittel, Füllstoffen und einem Vulkanisationsmittel. Die Mischung, deren Bestandteile in genau abgemessener Dosierung geliefert werden, wird — wie erwähnt — kalt eingebaut.

Wie bei allen Fahrbahnbelägen ist auch bei Verwendung von Semtex ein vorheriges Entrosten des Bleches bei Stahlbrücken und die Entfernung einer etwa noch vorhandenen Walzhaut notwendig. Dagegen schadet Flugrost nicht. Sodann wird ein Korrosionsschutz, bestehend aus SX 141 aufgebracht, der eine vorzügliche Haftung sowohl auf dem Blech als auch auf dem darüber liegenden Belag aus SX 153 gewährleistet. Der Korrosionsschutz SX 141 — auch Verbindungsschicht genannt — unterscheidet sich von SX 153 durch einen etwas größeren Latexgehalt und sehr feinen Füllstoff.

Der eigentliche Deckbelag braucht nicht unbedingt SX 153 zu sein, sondern kann z. B. aus einem üblichen bituminösen Belag bestehen. Wenn man eine solche Ausführung wählt, hat man zumindest die Gefahren vermieden, die mit Mastix-Isolierungen verbunden sein können. Einige Beispiele für die Verwendung:

- rd. 260 m² Verbindungsschicht SX 141 auf einer Hubbrücke im Hafen Düsseldorf (fertig: Oktober 1955),
- rd. 1150 m² Verbindungsschicht SX 141 auf der Gablenz-Brücke in Kiel (fertig: August 1956),
- rd. 500 m² desselben Korrosionsschutzes auf der Königsweg-Brücke in Münster/Westf. (fertig: September 1956).

Sinnvoller aber ist es — und dieses Ziel muß man anstreben — auf die Verbindungsschicht SX 141 ebenfalls einen Semtexbelag

²⁾ SX 153 und SX 141 wie auch Semtex sind geschützte Handelsbezeichnungen.

SX 153 als abschließende Verschleißschicht in der Dicke von 10 bis 13 mm aufzubringen. Ehe drei Beispiele dieser Art erwähnt werden, soll noch auf die Laboratoriumsversuche eingegangen werden, die bisher mit Semtex-Belägen auf Stahlblechen vorgenommen worden sind.

5. Experimentelle Prüfung der Latex-Beläge

Ehe man das Wagnis eingehen kann, neuartige Brückenbeläge in die Praxis einzuführen, muß man ihre Eignung durch Laboratoriumsversuche prüfen, wobei man sich allerdings im klaren darüber sein muß, daß den an Prüfstücken im Laboratorium durchgeführten Versuchen immer gewisse Mängel anhaften, und daß deren Ergebnisse deshalb noch kein endgültiges Urteil über die Brauchbarkeit erlauben. Dieser Beweis kann nur durch das Verhalten in der Praxis erbracht werden, d. h. durch mehrjährige Beobachtung von Probebelägen unter Verkehrsbelastung auf einer Brücke, wobei gleichzeitig der Einfluß der Witterung (Regen, Hitze, Frost) erkennbar wird.

Im Laboratoriumsversuch ist es üblich geworden, Brückenbeläge — neben verschärften Prüfverfahren nach DIN 1995 — drei besonderen Prüfungen zu unterziehen:

5.1 Pulsator-Versuch

Um die schwingende Belastung von Brückenbelägen nachzuahmen, wurde im Werk Gustavsborg der MAN ein Pulsatorgerät gebaut, das gestattet, Versuchsplatten von der Größe $2,10 \times 0,55$ m mit verschiedenen Frequenzen zu schwingen. Die Platten waren beiderseits frei aufgelagert, ihre Spannweite betrug 1,80 m; als Amplitude wurde willkürlich und einheitlich 3,5 mm gewählt. Die Versuche wurden im Schwellbereich durchgeführt. Nach einer ebenfalls willkürlich getroffenen Vereinbarung gilt ein Belag als brauchbar, wenn er bei Raumtemperatur ($+18^\circ\text{C}$ bis $+25^\circ\text{C}$) und 25 Hz 10 000 Schwingungen, dann anschließend bei $\pm 0^\circ\text{C}$ und 10 Hz nochmals 10 000 Schwingungen, dann weiter bei -10°C und 4 Hz 5000 Schwingungen und anschließend bei -20°C und 4 Hz ebenfalls noch 5000 Schwingungen aushält, ohne zu reißen oder sich vom Fahrbahnblech zu lösen. Die Abkühlung von einer Temperaturstufe zur anderen erfolgte zügig in 30 bis 45 Minuten.

Nicht allzu viele der geprüften bituminösen Brückenbeläge, aber alle bisher geprüften Semtex-Beläge, haben diese strengen Bedingungen erfüllt. Darüber hinaus wurden die mit Semtex-Belägen versehenen Platten im Pulsator noch besonders strapaziert: in der Zeit vom 6. bis 18. Mai 1954 wurden sie bei Raumtemperatur, die zwischen $+18^\circ\text{C}$ und $+25^\circ\text{C}$ schwankte, bei einer Frequenz von 10 Hz (Spannweite 1,89 m; Amplitude 3,5 mm; Schwellbereich) einem Dauerversuch von insgesamt 2 263 650 Schwingungen unterworfen in Anlehnung an die Verfahren, die bei Stahlprüfungen üblich sind. Am Ende des Dauerversuchs ließen sich keinerlei Veränderungen am Belag erkennen.

Um das Verhalten dieses Semtex-Versuchsbelages bei sehr tiefen Temperaturen zu erfahren, wurde er bei -32°C und einer Frequenz von 10 Hz mit 10 000 Schwingungen belastet, nachdem der Belag zuvor bei der gleichen Temperatur schon 4000 Schwingungen mit 4 Hz auszuhalten hatte. Auch dieser Versuch verlief voll befriedigend. Es zeigten sich keine Ansätze von Rissen oder Versprödung.

Aus dem Ergebnis der sehr harten Pulsator-Versuche darf man also schließen, daß Semtex-Beläge auf Brücken auch bei strengem Frost nicht anfällig gegen Risse sein dürften.

5.2 Walzversuch

Bei hochsommerlicher Hitze können bituminöse Brückenbeläge weich werden und unter der ständig einwirkenden Verkehrsbelastung schieben oder Wellen bilden. Um zu erkennen, ob ein Belag in dieser Hinsicht gefährdet ist, wurde von H. Metzger ein Walz-(Walk-)Apparat konstruiert, in dem der rollende Verkehr durch eine Stahlwalze nachgeahmt wird, die mit einer Pressung von rd. 14 kg/cm^2 über den Versuchsbelag hinwegrollt. Die Anfangstemperatur wurde zu $+60^\circ\text{C}$ gewählt; gegen Ende des Versuches war sie in der Regel auf etwa $+45^\circ\text{C}$ abgesunken. Ein Semtex-Belag der in diesem Apparat mehrmals geprüft wurde, ließ eindeutig erkennen, daß er bei den erwähnten Temperaturen nicht zu Wellenbildungen neigte. Gleichzeitig ergaben die Walzversuche eine außerordentlich geringe, kaum meßbare Eindringtiefe.

5.3 Abrieb-Versuch

Da Semtex-Beläge in wesentlich geringerer Dicke (etwa 12 mm) verlegt werden sollen wie die bisher üblichen Brückenbeläge (etwa

50 mm), kommt es sehr darauf an, daß der Abrieb (Verschleiß) gering ist. Versuche an der Technischen Hochschule Darmstadt ergaben im Mittel $2,04\text{ cm}^3$ Abrieb für 50 cm^2 Fläche (Richtzahl für Basalt nach DIN 52 100: 5 bis $8,5\text{ cm}^3$). Untersuchungen an den jetzt über drei Jahre liegenden Semtex-Probebelägen auf der Brücke Düsseldorf-Oberkassel ergaben, daß der Abrieb auf dieser sehr verkehrsreichen Brücke mit etwa 1 mm im Jahr anzusetzen ist. Da sich der Abrieb vorwiegend auf die Fahrspuren konzentriert, dürfte es genügen, im Laufe der Jahre die abgefahrenen Teilflächen auszustemmen und zu erneuern.

6. Bewährung von Semtex-Belägen in der Praxis

So wertvoll und richtungsweisend auch Laboratoriumsversuche und Normprüfungen sind, so gibt letzten Endes nur die Praxis selbst die richtige Auskunft darüber, ob sich ein Brückenbelag bewährt oder nicht.

Es liegen drei Beispiele unter Verkehrsbelastung vor:

1. In England wurde ein Versuchsstück aus Semtex SX 153 als Straßenbelag auf der Great West Road A 4 (London—Bristol) in der Nähe des Straßenbau-Laboratoriums London-Harmondsworth verlegt (Bild 4). Die Verkehrsdichte betrug 1953 rd.



Bild 4. Semtex-Belag auf der Great West Road A4 bei London-Harmondsworth

8000 Fahrzeuge innerhalb von 24 Stunden in jeder Richtung. Die Fläche des Belages ist $2,44\text{ m} \times 0,61\text{ m}$, seine Dicke 9,5 mm. Dieser kleine Probebelag, der am 4. Mai 1950 eingebracht wurde, zeigt nach nunmehr 7jährigem Bestehen noch keine Anzeichen einer Zerstörung oder eines unzulässigen Abriebes. Er ist außerdem sehr griffig geblieben.

2. Ebenfalls in England wurde im April 1954 eine Klappbrücke in den Surrey Commercial Docks mit einem Semtex-Belag versehen. Da Semtex-Beläge eine so gute Haftung auf ihrer Unterlage haben, daß sie nur mit Hammer und Meißel aufgebrochen werden können (Bild 5), ist das vorliegende Beispiel besonders



Bild 5. Vom Fahrbahnblech abgemeißelter Semtex-Belag; ein Beweis für die gute Haftung

interessant. Im norddeutschen Küstengebiet mußte nämlich im vergangenen Sommer eine Klappbrücke aus Gründen der Reparatur mehrere Wochen in hochgeklappter Stellung verbleiben; der darauf liegende Asphaltbelag war in dieser Zeit heruntergelaufen. Bei einem Semtex-Belag wäre dies nicht zu befürchten gewesen.

Wenn sich auch beim Belag der Klappbrücke in den Surrey Docks einzelne Risse zeigten, so ist nicht der Belag, sondern ausschließlich der ungeeignete Unterbau schuld; er besteht aus Holz, das gearbeitet hat. Die Risse wären vermieden worden, wenn die Unterlage eine Stahlplatte gewesen wäre.

3. In Deutschland sind drei Versuchsbeläge Semtex SX 153 von je $2,25\text{ m} \times 1,88\text{ m}$ und 12 mm Dicke auf der Brücke Düsseldorf-Oberkassel verlegt (Bild 6). Zwei dieser Beläge wurden Anfang März 1954, der dritte ein Jahr später eingebracht. Die Brücke von Düsseldorf nach Oberkassel hat sehr starken Verkehr. 1954 wurden in einer Richtung täglich 14 500 Fahrzeuge (darunter 18% Lastkraftwagen) gezählt; im Frühjahr 1957 war die Zahl auf rd. 18 000 Fahrzeuge angestiegen.

Die drei Probelbeläge haben sich bisher einwandfrei gehalten und sind griffig geblieben. Sie haben auch die strenge Kälte im Februar 1956 ohne Schaden überstanden. Alterungserscheinungen wurden bisher nicht beobachtet.

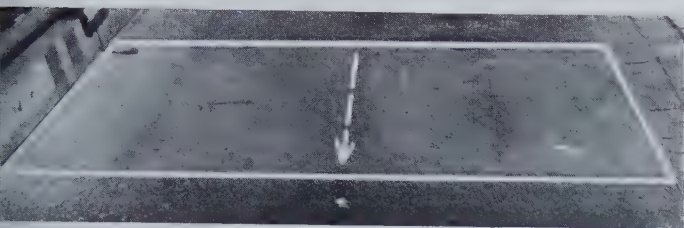


Bild 6. Semtex-Belag auf der Brücke Düsseldorf-Oberkassel

Als wertvolle Ergänzung zu den bisherigen Darlegungen mag Bild 7 dienen. Es ist ein Probelbelag, der im Werk Gustavsborg der MAN seit vier Jahren (ohne Verkehrsbelastung) im Freien liegt. Das Bild läßt erkennen, daß die Witterung dem Belag nichts anhaben konnte. Im kalten Februar 1956 wurde der Belag täglich mit Wasser übergossen, das zu einer Eisschicht erstarrte. Nach einiger Zeit wurde die Eisschicht wieder aufgetaut. Bild 7 zeigt deutlich, daß diese strapaziöse Behandlung keinerlei Spuren hinterlassen hat.

5. Zusammenfassung

Die mit den bisherigen, noch als Probeausführungen zu bezeichnenden, Semtex-Belägen gemachten guten Erfahrungen ermutigen dazu, dieser neuen Belagsart, namentlich im Stahlbrückenbau, größere Beachtung zu schenken. Nicht ohne Grund sagte Oberbaudirektor Schübler einmal, daß die Wahl leichter Stahlfahrbahnen (orthotrope Platten) in hohem Maße davon abhängt, ob man den richtigen Belag finden werde. Bituminöse Beläge haben vielfach, aber nicht immer, den an sie gestellten Forderungen entsprochen. Es ist heute z. B. noch nicht einwandfrei geklärt, worauf bei Asphaltdecken das Augenmerk besonders zu legen ist: in Deutschland betrachtet man die richtige Auswahl des Bitumens nach Eigenschaften, Menge und auch Herkunft als maßgebend für das Gelingen oder Mißlingen eines Belages, während in England noch die Meinung hinzukommt, daß viele Mißerfolge nicht dem Bitumen, sondern dem verwendeten Splitt zuzuschreiben seien. Aus diesem Grunde wurde für den Deckbelag der St. Alban-Brücke in Basel Splitt aus England bezogen!

Diese Hinweise mögen zur Genüge zeigen, daß es wünschenswert und ein Bedürfnis ist, neben bituminösen Brückenbelägen auch noch über andere Belagsarten zu verfügen. Eine solche Möglichkeit ist mit dem Semtex-Belag gegeben. Ohne hier nochmals auf die Eigen-

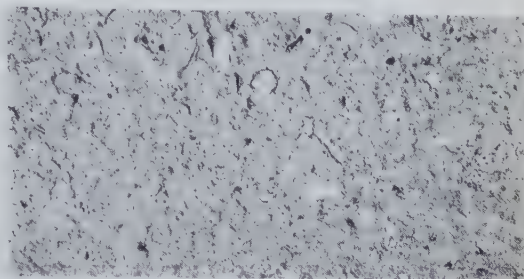


Bild 7. Oberfläche eines Semtex-Belages, der 4 Jahre im Freien lag

schaften von Semtex-Belägen im einzelnen einzugehen, mögen nur einige besondere Vorzüge genannt sein: Mit der guten Haftung ist zugleich das Problem der Isolierung auf einfachste und voll befriedigende Weise gelöst. Die Mischung der einzelnen Bestandteile der „Masse“ in vorgegebener Dosierung und deren Kalteinbau schließen fast alle Fehlermöglichkeiten aus. Der Gewichtunterschied von Semtex-Decken gegenüber bituminösen Belägen ist so bedeutend (rd. 1 : 5), daß damit dem Konstrukteur von Stahlbrücken neue Aussichten und Freiheiten im Entwurf eröffnet werden.

Es lohnt daher, dem Semtex-Belag im neuzeitlichen Stahlbrückenbau mehr Beachtung als bisher zu schenken. Im Ausland ist man in dieser Hinsicht recht aufgeschlossen und zieht z. B. bei dem Projekt einer größeren Brücke in Holland ernstlich in Erwägung, einen Semtex-Belag zu wählen. Dabei spielt die zu erwartende Gewichtsersparnis mit die entscheidende Rolle. Selbstverständlich wird auch die Frage nach der Wirtschaftlichkeit gestellt werden. Hierzu ist grundsätzlich zu erwähnen, daß die Qualität wichtiger ist als ein billiger Preis. Was nützt es, wenn ein konventioneller Belag billiger ist, dafür aber schon nach wenigen Jahren ausgebessert oder gar erneuert werden muß? Selbst wenn sich der Bauherr durch eine Garantieverpflichtung schützt, bleiben Ärger, Verkehrsbeschränkungen u. ä. nicht aus. Man darf auch nicht vergessen, daß die Kosten eines Brückenbelages immer nur ein bescheidener Bruchteil der Kosten der ganzen Brücke sind.

Verschiedenes

Das bedingte Kraftverhältnis am querbelasteten Druckstab aus einer Fehlerbegrenzung zwischen der Stabverformung nach der Theorie I. und II. Ordnung

1. Einleitung

Bei einem querbelasteten Druckstab gemäß Bild 1 kann die unter Einwirkung der Kräfte stattfindende Verformung, und die damit verbundene Verschiebung des Stützenkopfes, als Angriffsort der Kräfte, einen nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluß auf die Bemessung desselben haben [1]. Die statische Berücksichtigung der Verformung ist als Theorie II. Ordnung bekannt.

Wird bei der Bemessung solcher Druckstäbe besonderer Wert auf eine erhöhte Stabilität gelegt, so interessieren vordringlich folgende Werte:

das erforderliche Trägheitsmoment J_0 mit Rücksicht auf eine zulässige Stützenkopfverschiebung,

das Kraftverhältnis K der Kopfkkräfte, für das es sich erst lohnt die Stützenkopfverschiebung nach der „Theorie II. Ordnung“ nachzuweisen.

An Hand des gewählten Beispiels wird das erforderliche Trägheitsmoment J_0 bestimmt. Die zulässige Stützenkopfverschiebung

wird, wie bei Kragkonstruktionen üblich, mit $f_{zul} = \frac{1}{250}$ der Stablänge l begrenzt. Weiter wird der zulässige Fehlerbereich zwischen dem Verformungsnachweis nach der Theorie I. Ordnung und II. Ordnung auf 4% beschränkt. Aus diesen Annahmen resultierend wird dann das Verhältnis von P zu H ermittelt. Für einen beliebigen Fehlerbereich werden allgemein gültige Beziehungen hergeleitet.

2. Rechnungsgang

Als Lösungsansatz zur Bestimmung der Stützenkopfverschiebung dient die linearisierte Differentialgleichung der Biegelinie.

Für den Punkt 1 mit den Ordinaten x und y ist das Biegemoment:

$$M_x = - [P \cdot (f - y) + H \cdot (l - x)].$$

Hiermit lautet die Differentialgleichung:

$$y'' = + \frac{1}{J_0 \cdot E} \cdot [P \cdot (f - y) + H \cdot (l - x)],$$

$$\text{und mit den Werten } \frac{P}{J_0 \cdot E} = \omega^2, \quad \frac{H}{J_0 \cdot E} = \varepsilon^2$$

$$\text{und } \omega^2 \cdot f + \varepsilon^2 \cdot l = a:$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \omega^2 \cdot y + \varepsilon^2 \cdot x - a = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Die Integration dieser inhomogenen, linearen Differentialgleichung II. Ordnung bereitet keine Schwierigkeiten. Mit der partikulären Deutung der Integrationskonstanten aus den Randbedingungen $y = y' = 0$ an der Stelle $x = 0$ lautet das Integral der Gleichung (1)

$$y = - \frac{a}{\omega^2} \cdot \cos(\omega \cdot x) + \frac{\varepsilon^2}{\omega^3} \cdot \sin(\omega \cdot x) + \frac{a}{\omega^2} - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2} \cdot x \dots \dots (2)$$

Hieraus folgt die Stützenkopfverschiebung zu:

$$f = \frac{H}{P} \cdot \left[\frac{\operatorname{tg}(\omega \cdot l)}{\omega} - l \right] \dots \dots \dots (3)$$

(Vgl. auch [1]).

2.1 Das erforderliche Trägheitsmoment J_0 nach der Theorie II. Ordnung mit Rücksicht auf die zulässige Stützenkopfverschiebung

$$f_{\text{zul}} = \frac{1}{250} \cdot l$$

Aus (3) wird: $\frac{l}{250} = \frac{H}{P} \cdot \left[\frac{\operatorname{tg}(\omega \cdot l)}{\omega} - l \right]$. Bei $|\omega \cdot l| < \frac{\pi}{2}$ lautet

der Reihenansatz für $\operatorname{tg}(\omega \cdot l)$:

$$\operatorname{tg}(\omega \cdot l) = (\omega \cdot l) + \frac{1}{3} \cdot (\omega \cdot l)^3 + \frac{2}{15} \cdot (\omega \cdot l)^5 + \frac{17}{315} \cdot (\omega \cdot l)^7 + \dots$$

Mit den ersten drei Gliedern der Reihe ergibt sich

$$\frac{P}{250 \cdot H} = \frac{(\omega \cdot l) + \frac{1}{3} \cdot (\omega \cdot l)^3 + \frac{2}{15} \cdot (\omega \cdot l)^5 - (\omega \cdot l)}{(\omega \cdot l)}$$

$$= \frac{1}{3} \cdot l^2 \cdot \frac{P}{J_0 \cdot E} + \frac{2}{15} \cdot l^4 \cdot \frac{P^2}{J_0^2 \cdot E^2},$$

und weiter

$$\frac{1}{250 \cdot H} = \frac{l^2}{3 \cdot J_0 \cdot E} + \frac{P \cdot l^4}{7,5 \cdot J_0^2 \cdot E^2}.$$

Mit $E = 2,10 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, und unter Einsatz von H und P in t sowie l in m, folgt die Normalform der quadratischen Gleichung für J_0 :

$$J_0^2 - J_0 \cdot l^2 \cdot 397 \cdot H - l^4 \cdot 756 \cdot H \cdot P = 0,$$

mit der reellen Wurzel:

$$J_0 = l^2 \cdot H \cdot \left(198,5 + \sqrt{756 \cdot \frac{P}{H} + 39402} \right) \text{ cm}^4 \quad (4)$$

2.2 Das erforderliche Trägheitsmoment J_0 nach der Theorie I. Ordnung

Die Punktschweißung bei schweren Stahlkonstruktionen¹⁾

Die Widerstandsschweißung ist heute in die Praxis allgemein eingeführt. Die bekannten wirtschaftlichen Vorteile — erwähnt sei nur der Fortfall von Auftragsmetall — macht man sich mit Erfolg zunutze.

Neben den Verfahren der Rollennaht-, Buckel- und Stumpfschweißung ist nun für den Stahlbau die Punktschweißung von besonderem Interesse. Sie entwickelte sich in den letzten 20 Jahren in Europa und den USA vor allem auf dem Gebiet des Stahlleichtbaues, da sich bei dickeren Stahlteilen eine Reihe ernsthafter Schwierigkeiten ergaben. So muß ja der Anpreßdruck, der mit der Dicke der zu verbindenden Teile wächst und zusätzlich veränderlich sein muß, über die Elektroden aufgebracht werden, um die innige Verschmelzung der beiden Teile zu verbürgen. Das bedeutet eine möglichst geringe Ausladung der Schweißarme, was sich auch auf den Gesamtwechselstromwiderstand der Maschine günstig auswirkt. Je kleiner nämlich die Fensteröffnung, gebildet aus der Armlänge und dem Armabstand, ist, desto größer ist der Wirkungsgrad und der Leistungsfaktor einer Punktschweißmaschine. Dem steht nun das rein praktische Bedürfnis nach einer möglichst großen Ausladung, die auch das Verschweißen von sperrigen Teilen gestattet, gegenüber.

Bei den billigeren, gebräuchlichen einphasigen Schweißmaschinen kommt noch hinzu, daß die Steuerung durch die magnetischen Werkstücke stark beeinflusst wird und daß die erforderliche Schweißleistung schwer zu erreichen ist, da der Leistungsfaktor niedrig liegt. Außerdem werden durch die einphasige Belastung des Netzes Störungen unvermeidlich sein.

Nun wird aus Frankreich berichtet, daß alle diese Schwierigkeiten zufriedenstellend überwunden sind. Die neu entwickelten Maschinen arbeiten automatisch mit 8—9 Arbeitsgängen. Der Anpreßdruck ist veränderlich und erreicht maximal 15 t. Die Maschinen steuern Vor- und Nachwärmen selbsttätig. Sie arbeiten mit Drei-Phasen-Drehstrom, vermeiden also die Nachteile der einphasigen Maschinen. Die Verteilung auf 3 Phasen und ein besserer Leistungsfaktor bedingen eine geringere erforderliche Schweißleistung. Zusätzlich wird die Lebensdauer der Elektroden dadurch verlängert, daß die Ober-

P in der Gleichung (4) gleich Null gesetzt, ergibt, wie man sich mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Kräfte $\delta_f \cdot J_0 \cdot E = \int M \cdot \bar{M} \cdot d\omega$ schnell überzeugen kann, den identischen Ausdruck für J_0 nach der Theorie I. Ordnung von der Form:

$$J_0 = l^2 \cdot H \cdot 397 \text{ cm}^4 \quad (5)$$

mit H in t und l in m eingesetzt!

Soll nach der Voraussetzung das gesuchte Trägheitsmoment J_0 nach der Theorie II. Ordnung gegenüber dem erforderlichen Trägheitsmoment J_0 nach der Theorie I. Ordnung nur um einen Betrag von 4% größer sein, so gilt aus Gleichung (4) der Ansatz:

$$\sqrt{756 \cdot \frac{P}{H} + 39402} = 198,5 + 397 \cdot 0,04,$$

und hieraus weiter:

$$P = 8,67 \cdot H \quad (6)$$

Dieses analytisch bedingte Kraftverhältnis von P zu H besagt, daß erst, wenn die lotrechte Kopfkraft P an einem querbelasteten Druckstab um den 8,67fachen Betrag größer ist als die horizontale Kopfkraft, der Fehler zwischen der elementaren Theorie und der Theorie II. Ordnung in bezug auf die Stützenkopfverschiebung einen Wert von 4% erreicht.

Bezeichnet man weiter den prozentualen Fehler mit Δ_P und das Kraftverhältnis mit $K = \frac{P}{H}$, so gilt ganz allgemein:

$$\Delta_P = f(K) = \sqrt{48 \cdot K + 2500} - 50 \quad (7)$$

oder

$$K = f(\Delta_P) = 2,083 \cdot \Delta_P \cdot (1 + 0,01 \cdot \Delta_P) \quad (8)$$

3. Schlußbemerkung

In dieser Untersuchung wurden dem praktisch tätigen Ingenieur brauchbare Formeln hergeleitet, mit deren Hilfe er sich schnell einen Überblick über das elastische Verhalten eines querbelasteten Druckstabes verschaffen kann. Ferner übersieht er bei Beachtung der Bemessungsvorschriften nach Abschnitt 10; DIN 4114 sowie den Richtlinien, Ri 7.9; 10.2, welche Bemessungsart zu bevorzugen ist.

Ing. Bernhard Wicka, Eschweiler-Rhld.

Schrifttum

[1] Stahl im Hochbau, 12. Aufl. S. 602. Verlag Stahleisen, Düsseldorf.

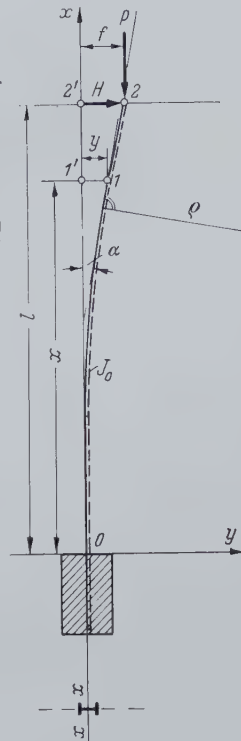


Bild 1. System

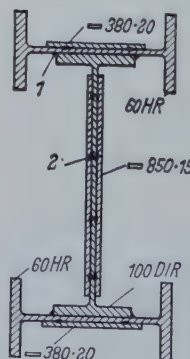


Bild 1. Querschnitt einer Kesselhausstütze (Gewicht 1,235 kg/m)
1. Normale Kehlnaht
2. Punktschweißung

Die Schweißmaschine arbeitete hängend (Bild 2). Das Bauteil wurde auf ein Fahrgestell montiert; den Vorschub besorgte ein Motor, den derselbe Mann bediente, der auch den Schweißvorgang auslöste. Durchschnittlich betrug die Zeit pro Schweißpunkt ein-

¹⁾ Nach Acier, Stahl, Steel 22 (1957) H. 6 S. 289.

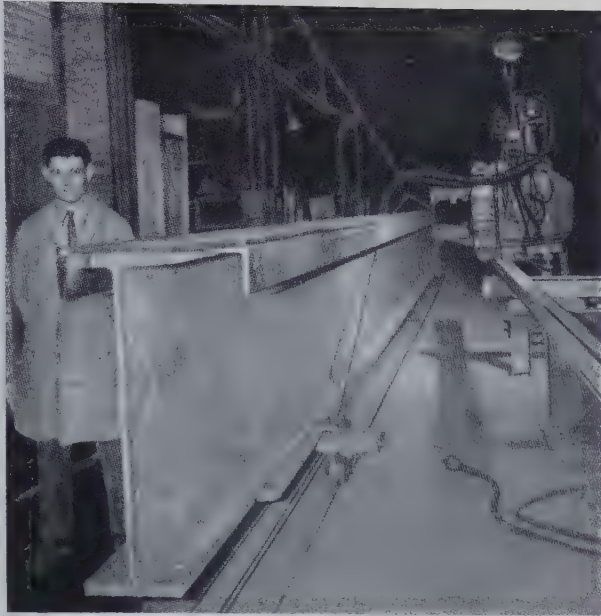


Bild 2. Einsatz der Punktschweißmaschine

schließlich Einführen des Werkstückes zwischen die Elektroden 45 sec (Bild 3). Zur Sicherung gegen ungenügende Schweißung durch Stromschwankungen besitzt die Maschine einen Sicherheitstrenn-

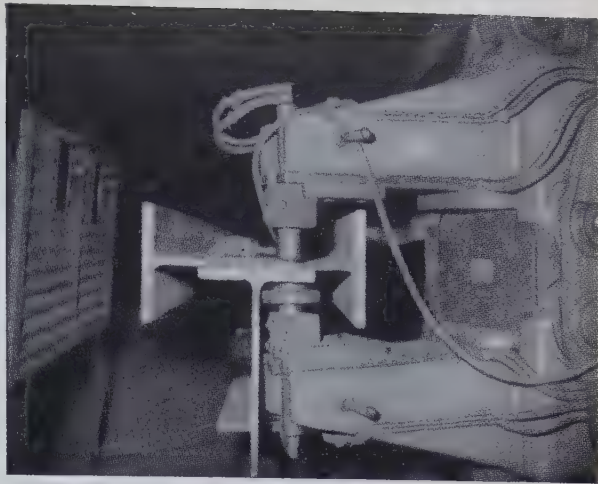


Bild 3. Die Schweißarme der Maschine während des Schweißvorganges

schalter. Der Schweißvorgang wird dann von neuem ausgelöst. Sämtliche Schweißstellen untersuchte man mit Ultraschall.

Zweifelloos ist die Anwendung der Widerstandspunktschweißung im Stahlbau auch von volkswirtschaftlichem Nutzen. Die Verminderung der Werkstattkosten, ein großer Anteil der Gesamtkosten, ist nicht ohne Einfluß auf die Preisbildung. Es sollte daher auch im deutschen Stahlbau über den Bereich des Leichtbaues hinaus der Weg für eine breitere Anwendung der Widerstandspunktschweißung freigegeben werden.

G. L a c h e r

Stahlkuppel der Fest- und Sporthalle in Charlotte, North Caroline, USA¹⁾

Vor kurzem wurde in Charlotte, U.S.A., der Bau einer Kugelhalle aus Stahl vollendet, die mit einem Durchmesser von 100 m zur Zeit die größte dieser Art ist (Bild 1 und 2).



Bild 1. Ansicht der fertigen Halle

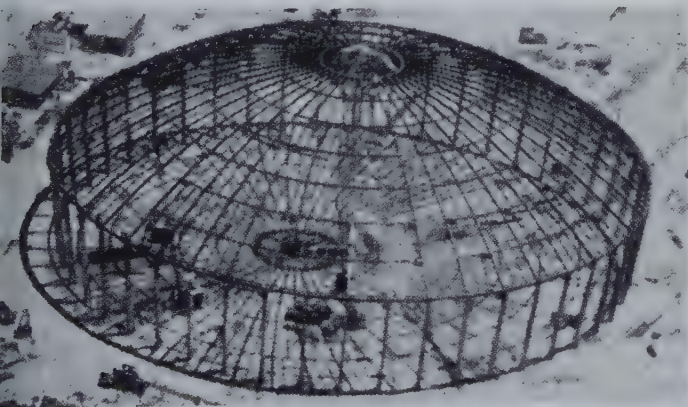


Bild 2. Ansicht des Bauwerks nach der Montage der Stahlkuppel

Die Höhe des Gebäudes beträgt 34 m im Scheitel der Kuppel und 18 m am Stützring. Letzterer, dessen abgewinkelte Länge etwa 318 m beträgt, wird von 48 Stahlbetonstützen getragen, die unter einem Winkel von 7,5° gegen die Lotrechte geneigt sind.

Die Stahlkonstruktion der Kuppel ist aus Bild 3 ersichtlich. Die Radialrippen sowie die geschlossenen Kreisträger wurden aus Doppel-

T-Stählen hergestellt. (Die Bezeichnung WF in Bild 3 entspricht der deutschen Bezeichnung für die I-Profile.) Die Diagonalstäbe des Netzwerkes haben einen Durchmesser von 32 mm und sind zur Regulierung der Zugbeanspruchung mit Spannschlössern versehen.

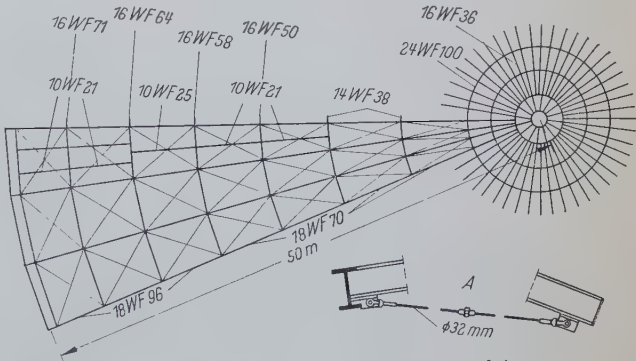


Bild 3. Systemdarstellung der Kuppelkonstruktion

Die Stahlkonstruktion des Stützringes (Bild 4), der den Horizontalschub der Kuppel aufzunehmen hat, besteht aus einem Breitflachstahl ϕ 800 · 50 mm, aus 2 U-Eisen \angle 30, einem Winkelstahl \angle 100 · 100 · 10 und einem \angle 15. Der Tragring ist mit Hilfe der Ankerbolzen E mit den Stützen verbunden. Die Betonummantelung des Tragringes hat eine Bewehrung aus Rundstäben.

Fast sämtliche Verbindungen der Kuppel wurden als Schweißverbindungen ausgeführt.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion oberhalb des Stützringes beträgt 840 t, was einem Stahlverbrauch von etwa 110 kg/m² der Grundrißfläche entspricht.

Die Kuppelmontage wurde mit Hilfe eines eigens zu diesem Zwecke in der Mitte der Halle errichteten Stahlturmes durchgeführt.

Die Aluminiumdeckung der Kuppel (Bild 4, A) ist auf bewehrten und 7,5 cm starken Leichtbetonplatten (Bild 4, B) verlegt.

Bei Veranstaltungen bietet die Halle Platz für 13 500 Besucher.

Dr.-Ing. W. S w i d a, Karlsruhe.

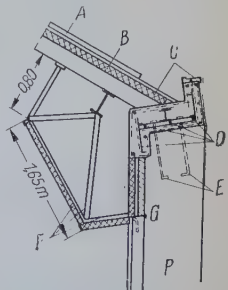


Bild 4. Detail des Kuppelfußes

¹⁾ Nach „Le Génie civil“, 1957, Heft 8, S. 186.

Sprödbrüche an Behälterbauwerken aus Stahl¹⁾

Übersicht. Zusammenstellung

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nr.	Schadens-jahr	Bauwerk	Abmessungen	Genietet (N) Geschweißt (S)	Standort	Alter bei Eintritt des Schadens	Temperatur	Schadenseinzelheiten
1	1886	Abgespanntes Wasserstandrohr	Ges.-Höhe 76,20 m ϕ 4,90 m bis 18,0 m, dann ϕ 2,44	N	Gravesend, Long Island N. Y.	Abnahme	Oktober	Riß von 6,10 m Höhe, muß Nietverbindungen durchlaufen haben.
2	1898	Gasbehälter	12,80 m hoch, ϕ 54,30 m	N	Brooklyn, N. Y.	Abnahme	Dezember	Bruch des Schalenkörpers bei Wasserfüllung während der Abnahme.
3	1904	Wasserstandrohr	24,35 m hoch, ϕ 12,15 m	N	Sanford Me.	7 Jahre	November	Ausreißen der wahrscheinlich gestanzten Nietlöcher bei angenäherter Vollfüllung. Von den Nietlochrändern gingen viele kleinere Radialrisse aus.
4	1919	Melassebehälter	15,20 m hoch, ϕ 27,40 m	N, dreireihig überlappt	Boston, Mass.	3 Jahre	Januar	Infolge Mannloch bei angenäherter Vollfüllung im Betrieb gebrochen. Risse gingen radial von Nietlöchern aus. Geringe Sicherheit: 1,6.
5	1925	Rohölbehälter	12,80 m hoch, ϕ 36,0 m	N, lediglich Fußring S	Ponca City, Okla.	?	Abfall in 24 Std. von +16 auf -20° C	Zweiter Schuß vom ersten abgerissen. Bleche bis herauf zum Deckblech gerissen.
6	1918 bis 1933	Rohölbehälter 1	9000 cbm Inhalt	N und S	Süden und mittlerer Westen der USA	1 bis 16 Jahre	Sehr kalt	Im Laufe der Zeit 5 kleinere Fehlstellen. Gerissene Bleche und Winkel. U. a. Flickschweißungen in Mannlochnähe.
	1933	Rohölbehälter 2	9000 cbm Inhalt	N und S		16 Jahre	- 20° C	Der Schaden begann mit Riß im geschweiften Winkel und lief dann durch das Blech.
	1932	Rohölbehälter 3	12,80 m hoch, ϕ 52,0 m	N		9 Jahre	Plötzlicher Temperaturabfall auf - 27,8° C	Riß ging bei Vollfüllung vom Boden aus durch zwei Schüsse und kreuzte Nietverbindung.
	1933	Rohölbehälter 4	12,80 m hoch, ϕ 52,0 m	N		10 Jahre	Temperaturabfall auf - 35° C	Art und Weise ähnlich Rohölbehälter 3.
	1937	Rohölbehälter 5	12,20 m hoch, ϕ 36,6 m	N		4 oder 5 Jahre	Plötzlicher Temperaturabfall auf - 30° C	Riß im ersten Schuß in der Nähe einer Flickschweißung bei Halbfüllung.
	1933 bis 1934	Rohölbehälter 6	12,20 m hoch, ϕ 36,6 m	N		?	Winter	Riß erstreckte sich über unteren Schuß, durchlief Nietverbindung in den darüberliegenden Schuß bei 90%iger Vollfüllung.
	1934 b. 1935	Rohölbehälter 7	12,80 m hoch, ϕ 35,7 m	N		?	Winter	Mehrere kleinere Risse in den Blechen. Zeitlich letzter Riß in geflicktem Blech bei etwa 75%iger Vollfüllung.
	1934	Rohölbehälter 8	12,20 m hoch, ϕ 36,6 m	N		?	Plötzlicher Temperaturabfall von - 15° C auf - 29° C	Vollständiger Schaden bei angenäherter Vollfüllung. Keine Einzelheiten.
7	1943	Ölbehälter	9,15 m hoch, ϕ 34,8 m	N, vierreihig überlappt	Mittlerer Westen USA.	?	- 11° C bei rasch fallender Temperatur Winter	Riß im geschweiften dreieckigen Flecken und durch ganzen Schuß. Wurzel der Flickschweißung nicht geschweißt. Vollfüllung bei Eintritt des Schadens.
14	1943	Kugeldruckbehälter für Wasserstoffgas bei 3,5 atü	ϕ 11,75 m	S, sehr gute Nahtqualität	Schenectady N. Y.	3 Monate	Temperaturanstieg von unterhalb - 17° C auf + 9° C in 7 Std. Abfall auf - 12° C Februar	Schneidriefen im Mannlochhals, verbunden mit hohen Eigenspannungen in dicken Schweißungen und Wärmespannungen verursachten völliges Auseinanderbrechen in 20 Teile. Rißlänge etwa 200 m. Sehr wenige Risse entlang der Nähte. Probedruck bei Abnahme 1,25fach ohne Schaden. Mannlochkonstruktion aus kaltgewalztem und kaltgebogenem Material.
15	1943	Kugeldruckbehälter für Ammoniakgas bei 5,25 atü auf 7 Stützen mit Verstärkungsplatten 19 mm dick, 48 · 214 cm	ϕ 12,20 m	S, Schweißfaktor 0,8	Pennsylvania	Abnahme	März	Blech riß während Hammerprüfversuch bei Wasservollfüllung unter 8,1 atü. Riß an der Hammeraufschlagstelle verlief quer zur Schweißung, verursachte längs der Schweißnaht nur unbedeutende Sekundärrisse.
16	1944	Kugeldruckbehälter bei 3,5 atü, wahrscheinlich für Ammoniakgas	ϕ 12,20 m	S, Schweißfaktor 0,9	Morgantown W. Va.	Abnahme	Temperaturanstieg von - 7° C auf - 1° C	Versagte bei Wasserdruckversuch (Wassertemperatur etwa + 3,5° C) unter doppeltem Betriebsdruck. Boden brach heraus, anschließend Einsturz. Nur 1,25 m von Spannungshäufungspunkt der Unterstützung. Teilweise schlechte Nähte.
17	1944	4-Schalen-Zylinder-Druckbehälter für verflüssigtes Naturgas bei 0,35 atü auf 12 Stützen	12,80 m hoch, ϕ 21,35 m Isoliert für Betrieb bei - 162° C	S, geschweißt mit Nickel-Chrom-Elektroden	Cleveland Ohio	1 Jahr	Oktober	Gerissen und eingestürzt. Ausgebrannt, 128 Tote. Die vorgeschriebenen Kerbschlagwerte wurden vom Material nicht erreicht.
		Kugeldruckbehälter	ϕ 17,40 m Isoliert für Betrieb bei - 162° C	?		3 Jahre		Versagte, als Stützen infolge der Hitze des vorher erwähnten Schadenfalles nachgaben.

¹⁾ Nach „A Critical Survey of Brittle Fracture in Carbon Plate Steel Structures Other Than Ships“ A Report by M. E. Shank, Assistant Professor of Mechanical Engineering, Mass. Inst. of Technology, Cambridge 39, Mass.

von Schadensfällen an Behältern

10 Ausmaß der Zerstörung	11 Materialeigenschaften			13	14 Literaturnachweise
	Kerbschlagwerte (Charpy-Test)		Chem. Analyse in %	Blechdicken	
Völlig	?		?	25,4 mm bis 6,23 mm	„The Water Tower Failure at Gravesend, Long Island.“ Eng. News 16 (1886) 23. Okt., S. 264.
Völlig	?		?	31,8 mm bis 11,1 mm	„The Failure of a Large Gas Holder in New York City.“ Eng. News 40 (25) 22. Dez. 1898, S. 406-407.
Völlig	?		?	15,9 mm bis 9,5 mm	Sherman, C. W. „A Standpipe Failure at Sanford, Maine.“ Eng. News 52 (22) 1. Dez. 1904, S. 507-508.
Völlig	?		?	12,7 mm bis 15,9 mm	1. „Disastrous Explosion of a Tank of Molasses.“ Sci. American, 120, 1. Febr. 1919. 2. „Bursting of Molasses Tank in Boston Charged to bad Design.“ Eng. News-Rec. 82 (7) 13. Febr. 1919, S. 353. 3. Brown, B. S. „Details of the Failure of a 90 Foot Mo- lasses Tank.“ Eng. News-Rec. 82 (20) 15. Mai 1919, S. 974/76. 4. „Boston Molasses Tank Trial: The Case for the Defense.“ Eng. News-Rec. 85 (15) 7. Okt. 1920, S. 691/92. 5. „Experts Deny Bomb Caused Collapse of Boston Mo- lasses Tank.“ Eng. News-Rec. 87 (9) 1. Sept. 1921, S. 372/73. 6. „Bursting of Boston Molasses Tank Found Due to Over- stress.“ Eng. News-Rec. 94 (5) 29. Jan. 1925 S. 188/89.
Völlig	?		?	25,4 mm bis 6,34 mm	„Oil Tank Fails after Sudden Drop in Temperature.“ Eng. News-Rec. 94 (16) 16. Apr. 1925, S. 638/39.
Teilweise	?		?	?	Privater Industriebericht.
Teilweise	?		?	?	
Völlig	0,41—1,52 mkg bei —4°C 0,69 mkg bei —18°C 0,14—0,28 mkg bei —32°C und —46°C		C : 0,29 Mn: 0,42 Si: 0,002 P : 0,013 S : 0,034 Cr : 0,015	Bodenblech 6,35 mm sonst 15,9 mm und geringer	
Völlig	2,90—3,06 mkg bei —4°C 0,69 mkg bei —18°C 0,14—0,28 mkg bei —32°C und —46°C		C : 0,17 Mn: 0,51 Si: 0,006 P : 0,016 S : 0,030	?	
Teilweise	?		?	?	
Teilweise	?		?	?	
Teilweise	?		?	?	
Völlig	?		?	?	
Teilweise	?		S und P hoch	12,7 mm bis 6,4 mm	Bericht der Missouri-Kansas-Texas Railroad Co. v. 18. Febr. 1944.
Völlig	?		Unberuhigter und halbberuhigter Stahl	Für Mannloch- konstruktion: 19,1 mm	1. Brown A. L. und Smith J. B. „Failure of Spherical Hydrogen Storage Tank“. Weld. Journal 24 (3) März 1945, S. 235-240. 2. Brown A. L. und Smith J. B. „Failure of Spherical Hydrogen Storage Tanks“. Mech. Eng. 66, 6. Juni 1944, S. 392-397. 3. Plummer, F. L. „Field-Erected Pressure Vessels“. Weld. Journal 25 (11) Nov. 1946, S. 1081-1089.
Teilweise	?		Halbberuhigter Stahl	22,2 mm	Plummer, F. L. „Field-Erected Pressure Vessels“. Weld. Journal 25 (11) Nov. 1946, S. 1081-1089.
Völlig	Kleiner als 2,07 mkg bei 0°C		C : 0,20 Mn: 0,47 nach ASTM A-7	?	1. Plummer, F. L. „Field-Erected Pressure Vessels“ Weld. Journal 25 (11) Nov. 1946, S. 1081-1089. 2. Privater Industriebericht.
Völlig	0,69 bis 1,16 mkg bei —162°C		Desoxydiert, nach Walzen bei + 840°C normalisiert C : 0,08—0,12 Mn: 0,3—0,6 Si: 0,10—0,20 P : 0,045 S : 0,045 Ni : 3,5	?	1. Plummer, F. L. „Field-Erected Pressure Vessels“. Weld. Journal 25 (11) Nov. 1946, S. 1081-1089. 2. Jackson, J. O. „Liquified Gas Storage Containers“ Gas Age 22. Apr. 1943, S. 37-42. 3. Weitere Berichte und Gutachten.
Völlig	?		Etwa wie vor	?	

Zusammenstellung von Schadensfällen (Forts. von S. 22)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nr.	Schadens-jahr	Bauwerk	Abmessungen	Genietet (N) Geschweißt (S)	Standort	Alter	Temperatur	Schadenseinzelheiten
						bei Eintritt des Schadens		
18	1947	5 Ölbehälter	4530 cbm Inhalt	S Kalkmantel- elektroden	Rußland	4 bis 5 Jahre	Dezember Temperatursturz auf -35°C bis -44°C	Schlechte Schweißungen, zahlreiche Risse in allen 5 Behältern. Risse begannen durchweg bei Schweißfehlern in dicken Nähten (Kerbwirkung!), Temperatur- und Eigenspannungen vorhanden. Schweißungen waren bei sehr kaltem Wetter ausgeführt worden.
19	1947	Rohölbehälter	14,65 m hoch, ϕ 36,60 m	S	Mittelwesten USA	3 Jahre	Temperaturabfall von $+6^{\circ}\text{C}$ auf -18°C	Schaden trat ein während Füllung mit Rohöl von $+6^{\circ}\text{C}$ an Reinigungstür-Ecke, wo schlechte Schweißungen vorlagen. Wiederverwendung von Material vorher genieteter Behälter, nur Verstärkungsbleche neu. Werkstoff kerbempfindlich.
20	1950 bis 1951	Ölbehälter	10 000 cbm Inhalt	S	Normandie Frankreich	?	Winter	Sehr schlechte Schweißungen und Oberflächenkerben leiteten Risse ein.
21	1952	Rohölbehälter, 11 Schüsse	16,45 m hoch, ϕ 42,7 m	S	Fawley England	Ab- nahme	-1°C Februar Wassertemp. $+5^{\circ}\text{C}$	Fehler verursacht von ausgetemmtter und schlecht ersetzter Schweißung in der ersten Horizontalnaht. Vorher Teilschaden. Berechnung nach API 12 C. Nahezu Wasservollfüllung.
		Gasölbehälter 3 Schüsse	14,20 m hoch, ϕ 44,3 m	S			$+8^{\circ}\text{C}$ Wassertemp. $+5^{\circ}\text{C}$	Fehler begann bei nur teilweise ausgebessertem Riß in einer Schweißnaht.
22	1952	3 Ölbehälter, 8 Schüsse	13,75 m hoch, ϕ 44,0 m	S	Europa	Neu	Temperatursturz auf -40°C	Fehler verursacht von Riefen in den Nähten (Kerben) infolge Hämmern und Schleifen. Eigenspannungen. Behälter leer.
23	1951	Wasserbehälter	9,15 m hoch, ϕ 44,0 m	S Unten Stumpf- nähte, Mitte und oben über- lappte Kehlnähte	Tucumcari N. Mex.	11 Jahre	Dezember	Ursprünglich Ölbehälter, wiedererrichtet als Wasserspeicher. Leichter als Vorschrift AWWA erlaubt gebaut. Sehr schlechte Schweißung.
30	1945	Methan-Säule	13,10 m hoch, ϕ 1,20 m	S	Osten USA	15 Jahre	Januar	Niedriglegiertes Kohlenstoff-Stahlblech bei -110°C verwendet. Fehlerhafte Schweißungen, Rißbeginn an Füllstützen vermutet.

1. Vorbemerkung

Veranlaßt durch die bekannten Schadensfälle im Schiffsbau der Vereinigten Staaten von Nordamerika während des zweiten Weltkrieges gibt M. E. Shank eine Zusammenstellung von veröffentlichten Schadensfällen an anderen Bauwerken. In dieser Zusammenstellung werden auch die in Europa weitgehend bekannten Sprödbüche an Vierendeelträgern in Belgien, der Rüdersdorfer Autobahnbrücke und der „Zoo-Brücke“ in Berlin ausführlich beschrieben. Die Mehrzahl der Schäden, über die in diesem Zusammenhang berichtet wird, ist jedoch an Behältern aufgetreten. Der vorliegende Auszug beschränkt sich daher auf eine Zusammenstellung von Schadensfällen aus dem Behälterbau. Die überaus zahlreichen Literaturangaben in der amerikanischen Originalschrift werden dabei nur so weit wiederholt und teilweise durch später erschienene Hinweise ergänzt, als sie auch allgemein zugänglich erscheinen. Eine Bekanntgabe von Schadensfällen in einer solchen Zusammenstellung soll die Wiederholung gleicher Fehler vermeiden helfen und auch die Hersteller von Behälterbauwerken dazu anregen, eigene Schadensfälle künftig der Fachwelt uneingeschränkt bekanntzugeben.

2. Schlußfolgerungen aus der Übersicht

2.1 Gegenüberstellung von Nietung und Schweißung

Die in der Übersicht gegebene Zusammenstellung von Schadensfällen an Behältern zeigt, daß Sprödbüche nicht erst seit Einführung der Schweißtechnik aufgetreten sind, sondern auch schon früher an genieteten Bauwerken beobachtet wurden. In einigen Fällen hat offenbar auch die Nietverbindung als „Rißfänger“ versagt. Ein statistischer Vergleich mit den Schadensfällen an geschweißten amerikanischen Schiffen zeigt jedoch, daß von 77 mit Rißfängern konstruierten schwerbeschädigten Schiffen nur bei sechs Schiffen die Rißfänger von Rissen durchlaufen wurden. In 46 Fällen endeten die Risse an einer Nietverbindung und in 25 Fällen berührten die Risse die Rißfänger überhaupt nicht.

2.2 Temperaturspannungen

In nahezu allen aufgezählten Schadensfällen scheint der Temperatur eine entscheidende Bedeutung zuzukommen. Den Temperaturspannungen aus unterschiedlicher Erwärmung oder Abkühlung dürfte allerdings dann geringe Bedeutung beizumessen sein, wenn sie mit geeigneten Annahmen rechnerisch abgeschätzt werden können. Bei Behälterberechnungen ist das meist möglich. Die Be-

rechnung eines „Lastfalles Temperatur“ sollte demnach in keinem modernen Behälterberechnung fehlen. Diese Art Temperaturspannungen, die auch Eigenspannungen sind, wären nach den Definitionen von Klöppel als Reaktionsspannungen anzusprechen [1].

2.3 Eigenspannungen

Eigenspannungen in Nahtlängsrichtung und quer dazu in der Blechebene sind nach dem Schweißen immer vorhanden. Diese Art Eigenspannungen bezeichnet Klöppel wegen ihrer Unvermeidbarkeit treffender als Zwängungsspannungen. Shank glaubt feststellen zu können, daß in den aufgezählten Schadensfällen Zwängungsspannungen allein nicht zum Sprödbuch geführt haben. Er räumt jedoch die Möglichkeit ein, daß Zwängungsspannungen gemeinsam mit anderen sprödbuchfördernden Faktoren einen Sprödbuch einzuleiten vermögen. Man wird also immer bemüht sein, die Zwängungsspannungen möglichst klein zu halten. Als Möglichkeiten hierzu nennt der Bericht die Wahl einer schrittweisen Schweißreihenfolge oder die Verwendung austenitischer Elektroden. Vollständigkeitshalber stellen wir an dieser Stelle andere uns bekannte Verfahren zur Minderung der Zwängungsspannungen zusammen: Vor dem Schweißen dienen schweißgerechte Konstruktion und verschiedene Vorspannverfahren dazu, die Zwängungsspannungen niedrig zu halten. Während des Schweißens verringern zweckmäßige Schweißreihenfolge oder Vorwärmen der Nahtnachbarschaft diese Zwängungsspannungen. Nach dem Schweißen wendet man heute an: Niedertemperaturentspannen, Spannungsfreiglühen und Normalisieren. Alle Behandlungsverfahren nach dem Schweißen können allerdings aus Zwängungsspannungen einmal entstandene Risse nicht wieder ausheilen.

Mitunter sind Eigenspannungen sogar erwünscht. Rohre werden beispielsweise durch Überdrücken in Außenrandzonen planmäßig plastiziert. Zurück bleibt nach der Plastizierung ein günstig wirkender Eigenspannungszustand, welcher den Spannungen aus Betriebslast entgegengerichtet ist (Autofrettage) [2]. Obwohl dabei keine Erhöhung der Traglast zu erwarten ist, erreicht man mit diesem Verfahren, daß unter Betriebsbelastung kleinere elastische Formänderungen auftreten.

2.4 Einfluß von Werkstoffherstellung und Legierungsbestandteilen

Bekanntlich weisen beruhigte Stähle niedrigere Übergangstemperaturen [3] auf als halbberuhigte oder unberuhigte Stähle. Damit

10	11	12	13	14
Ausmaß der Zerstörung	Materialeigenschaften			Literaturnachweise
	Kerschlagwerte (Charpy-Test)	Chemische Analyse in %	Blechdicken	
Teilweise	?	Russ. Vorschrift St 3: C: 0,13–0,20 Mn: 0,35–0,60 Si: Spuren P: < 0,05 S: < 0,05	?	Shabalin, V. I. „Some Cases of Failure of Welded Tanks at Low Temperature“. Avtogenno Delo 14 (6) 1948, S. 29-30.
Völlig	Raum-temp. — 4 °C — 18 °C — 32 °C in mkg	Platten 4,14–5,52 0,69–1,11 0,41–0,48 0,34 Verst.bleche 2,62–2,76 0,62–1,10 0,48 0,34 ASTM A-70 oder A-10 C 0,11 Mn 0,44 P 0,010 S 0,033 Si 0,002 V 0,03	Platten ASTM A-7 0,28 0,49 0,013 0,032 0,002 0,04	16,8 mm Privater Industriebericht.
Teilweise	?	C: 0,12–0,19 P und S: Niedrig	?	Touret, J. „Fissuration du Reservoir a 8 de Brut a la Raffinerie de Normandie“. Direktionsbericht 1152 v. 23. Juli 1951, Compagnie Francais de Raffinage.
Erst teilweise, dann völlig	0,41 bis 1,22 mkg bei 0 °C in den unteren beiden Schüssen	Stahl B. S. 13 C: 0,16–0,21 Mn: 0,55	26,2 mm bis 6,3 mm	1. Feely, F. J. u. Northup, M. S. „Failure of Two Oil Storage Tanks, Fawley, England“. Standard Oil Development Co. Esso Engineering Dept., 3. Nov. 1952. 2. „Failure of a Large Welded Oil Storage Tank.“ Brit. Weld. Journal 2 (6) Juni 1955, S. 254-263.
Völlig	0,82 bis 1,36 mkg bei 0 °C in den unteren beiden Schüssen	Stahl B. S. 13 C: 0,22–0,25 Mn: 0,54–0,62	26,2 mm bis 6,3 mm	Feely, F. J. u. Northup, M. S. „Failure of Two Oil Storage Tanks, Fawley, England“. Standard Oil Development Co. Esso Engineering Dept., 3. Nov. 1952.
Teilweise	2,07 mkg von + 10° C bis – 10° C	?	22,2 mm bis 6,3 mm	Barr, W. „Failure of Welded Oil Storage Tanks“. Colvilles Ltd., Motherwell, Scotland., 23. März 1953.
Völlig	?	?	Unten: 13,7 mm Mitte: 9,5 mm Oben: 6,3 mm	„The Tucumcari Tank Failure.“ Inl. Am. Water Works Assn. 44 (5) Mai 1952, S. 435-441.
Völlig	5,38 bis 8,15 mkg bei 20° C 0,14 bis 0,42 mkg bei Betriebstemperatur: Oben – 110 °C, unten – 70 °C (Izod-Proben!)	„Feuerbuchsstahl“ C: < 0,15 Mn: 0,35–0,60 P: < 0,035 S: < 0,04	11,1 mm Deckblech: 82,5 mm	Privater Industriebericht.

ist jedoch nicht gesagt, daß beruhigte Stähle Mißerfolge in jedem Falle ausschalten. Ferritische Korngestalt erhöht die Übergangstemperatur [4], [5]. Normalisieren setzt sie herab [6], indem das Material feinkörniger wird. Langsame Abkühlung nach dem Normalisieren oder größere Plattendicken erhöhen sie wieder. Beim Warmwalzen verursacht geringere Abschlußtemperatur wegen feinerer Korngestalt eine Erniedrigung [7]. Eine Zusammenstellung zeigt die Beziehungen zwischen Legierungselementen und Übergangstemperatur in beruhigten Stählen [8]:

- Al setzt die Übergangstemperatur herab. Die Wirkung beruht wahrscheinlich auf einer Verringerung der Korngröße, möglicherweise auch auf Desoxydationsvorgängen oder einer Verbindung des Aluminiums mit vorhandenem Stickstoff.
- B erhöht die Übergangstemperatur steil und stetig.
- C erhöht die Übergangstemperatur um 2,78° C je 0,01 % Legierungsanteil unterhalb 0,30 % Gesamtzusatzmenge. Bei mehr als 0,30 % Gesamtzusatz erhöhen je 0,01 % um 3,34° C.
- Cr hat nur geringen Einfluß.
- Cu steigert die Übergangstemperatur etwas, setzt jedoch die Maximalkerbzähigkeit herab.
- Mn setzt die Übergangstemperatur herab, und zwar um 0,56° C je 0,01 % unterhalb 1,5 % Gesamtzusatz. Dabei wurden niedrigere Zusätze als 0,30 % nicht untersucht. Manganzusätze härten jedoch gleichzeitig stark auf.
- Mo erhöht die Übergangstemperatur fast ebenso wie Kohlenstoff, setzt jedoch die Maximalkerbzähigkeit herab.
- Ni verbessert geringfügig bis zu 1,8 % Gesamtzusatz.
- P erhöht die Übergangstemperatur um 7,23° C je 0,01 % Zusatz.
- S verursacht Linienstruktur und erhöht in solchen Fällen die Kerbzähigkeit (!).
- Si erhöht die Übergangstemperatur bei größeren Gesamtzusätzen als 0,25 % um 0,70° C je 0,01 % Beimengung. Unterhalb 0,25 % Gesamtzusatz setzt Silizium die Übergangstemperatur herab.
- Ti, V steigern zunächst die Übergangstemperatur, erniedrigen sie aber bei höherem Gehalt wieder. Die Ursachen vermutet man im Einfluß dieser Elemente auf die Karbidverbindungen.

25 Kerbzähigkeit von spröde gebrochenen Blechen
Die gegebene Übersicht enthält zu wenige Angaben von Kerbzähigkeiten, um daraus allgemeingültige Schlußfolgerungen ziehen zu können.

nen. Es liegen jedoch aus den Schadensfällen an Schiffen folgende Angaben vor: Von 93 spröde gebrochenen Blechen enthielten 22 Bleche den Ausgangspunkt eines Sprödebruchs, 41 Bleche durchlief ein an anderer Stelle begonnener Sprödebruch, während in 30 Blechen der Riß aufgefangen wurde. Von den 22 Blechen der ersten Gruppe wurden bei 9,1 %, von den 41 Blechen der zweiten Gruppe bei 32 1/2 % und von der letzten Gruppe bei 70 % Kerbzähigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an Charpy-V-Proben gemessen, die über 1,38 mkg lagen. Es wird allerdings darauf hingewiesen, daß vielfach auch schlechte Stähle, vermutlich wegen ihrer Linienstruktur (beispielsweise infolge Walzen oder aus hohem Schwefelgehalt) hohe Kerbzähigkeiten ergeben können [9]. An dieser Stelle soll zusätzlich erwähnt werden, daß die Kerbzähigkeiten desselben Werkstoffes stark von den Probenformen abhängen und deshalb nicht ohne weiteres miteinander verglichen werden können. In den meisten älteren Berichten von Schadensfällen findet man leider keine Angaben über Probenformen und Kerbradien, so daß die wenigen in der Übersicht angegebenen Kerbzähigkeiten höchstens für einen ganz groben Vergleich der Materialwerte brauchbar erscheinen [3].

2.6 Herstellungsgüte

Die Schweißverbindung ist im Gegensatz zur Nietverbindung sehr herstellungsempfindlich. Zahlreiche Schäden begannen bei Unstetigkeiten, die durch handwerklich schlechte Schweißung, Kerben aus Meißelschlägen, Bearbeitungsriefen oder Lichtbogenzündung entstanden waren. Eine erstklassige handwerkliche Herstellung und Überwachung kann deshalb nicht nachdrücklich genug verlangt werden.

3. Zusammenfassung

Der Bericht weist in der Zusammenstellung der Schadensursachen weitgehende Ähnlichkeit mit den allgemein für Sprödebrüche erster Gattung von Klöppel angegebenen Ursachen auf [1], [10]. In gleicher Weise, wie Shank ausdrücklich betont, daß sich die Ursachen der Sprödebrüche an Liberty-Schiffen und die Schäden an Behältern völlig gleichen, wird man also beim Bau von Behältern gut beraten sein, wenn man sich die werkstoffmechanischen Erfahrungen der sehr eingehend erforschten Sprödebruchsursachen auf anderen Gebieten des Stahlbaues zunutze macht.

Kurt Meier.

Schrifttum

[1] Klöppel, K.: Sicherheit und Güteanforderungen bei den verschiedenen Arten geschweißter Konstruktionen. Schweißen und Schneiden 6 (1954), Sonderheft, S. 38/65.

- [2] Kantorowitsch, S. B.: Die Festigkeit der Apparate und Maschinen für die chemische Industrie. VEB-Verlag Technik, Berlin 1955 (deutsch), S. 295/302.
- [3] Rühl, K. H.: Neuere Gesichtspunkte der Spröbruchprüfung. Stahlbau 24 (1955), H. 7, S. 145/151.
- [4] Barr, W. u. Tipper, C. F.: Brittle Fracture in Mild Steel Plates. Int. Iron Steel Inst. 157, Oktober 1947, S. 223/38.
- [5] Hodge, J. M., Manning, R. D. u. Reichold, H. M.: The Effect of Ferrite Grain Size on Notch Toughness. Trans. AIME 185 (1949), S. 233/240.
- [6] Osborn, C. J., Scotchbrook, A. F., Stout, R. D. und

- Johnston, B. G.: The Composition and Property Variation of Two Steels. The Welding Journal 28 (Febr. 1949), Research Suppl. S. 67/80.
- [7] Banta, H. M., Frazier, R. H. u. Lorig, C. H.: Some Metallurgical Aspects of Ship Steel Quality. The Welding Journal 30 (Febr. 1951), Research Suppl. S. 79/89.
- [8] Rinebolt, J. A. u. Harris, W. J., Jr.: Effect of Alloying Elements on Notch Toughness of Pearlitic Steels. Trans. ASM (1951) 43, 1175/1214.
- [9] Fettweis, F.: Die Kerbschlagprobe, Entwicklung und Kritik. Arch. Eisenhüttenw. 2 (1929), S. 625/674.
- [10] Klöppel, K.: Werkstoffmechanik und Sicherheit geschweißter Konstruktionen. Schweißen und Schneiden 3 (1951), Sonderheft, S. 81/89.

Der Bau eines Baldachins im Zentralbahnhof der Pennsylvania Railroad in New York

In dem vor etwa 50 Jahren erbauten, im Zentrum New Yorks gelegenen Bahnhof der Pennsylvania Railroad, wurde mit einem Aufwand von rd. zwei Millionen Dollar eine elektronisch arbeitende Verkaufsabteilung für Fahrkarten und sonstige Verkehrsdienstleistungen ausgeführt, die unter einem Baldachin aus Stahlkonstruktion mit einer eingebauten Beleuchtungsanlage von 118 000 Watt eingerichtet werden mußte (Bild 1).

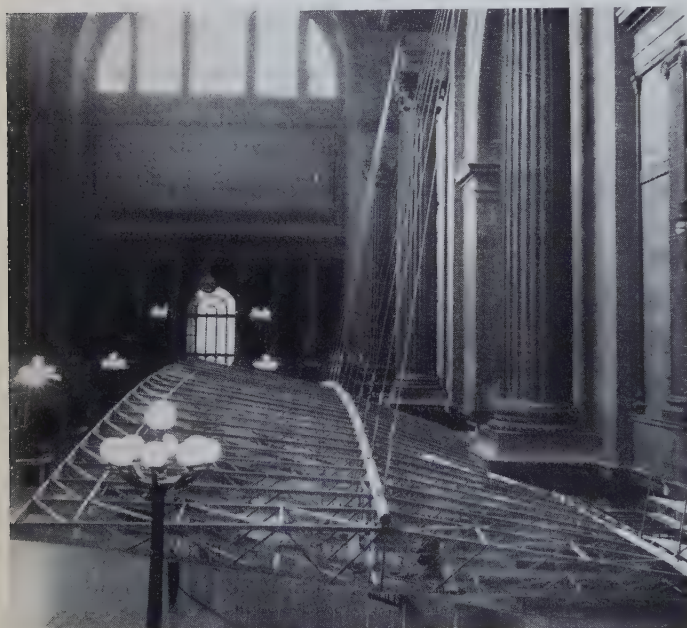


Bild 1. Ansicht des fertigen Baldachins

Der Architekt hatte bei der Lösung dieser Bauaufgabe zwei wichtige Erfordernisse zu berücksichtigen, nämlich beste Beleuchtung des Fahrkartenverkaufs von oben her und gute Versorgung des ganzen Raumes mit klimatisierter Luft. Im Hinblick auf den gewaltigen Warteraum mit der in großer Höhe gewölbten Decke konnte die



Bild 2. Blick auf die Tragkonstruktion nach der Montage

Lösung nur gefunden werden in der Anordnung eines gewölbten Baldachins, in dem die Beleuchtungs- und die Klimaanlage untergebracht werden mußte.

Mit dieser Lösung der Aufgabe waren indessen noch andere wichtige Forderungen verknüpft. So verlangte die Bauherrschaft, daß keine Unbequemlichkeit für die Reisenden und während der Bauarbeiten keine Behinderung der Geschäftsabwicklung an den Schaltern, insbesondere an den Geschäftsschlußzeiten mit dem gesteigerten Verkehr sich ergeben durfte. Die Durchführung der Bauarbeiten mußte außerdem in kürzester Zeit und vorwiegend in den Nachtstunden erfolgen. Unter Berücksichtigung aller wichtigen Gesichtspunkte wurde schließlich eine Ausführung in Stahlkonstruktion gewählt (Bild 2).

Bei der Natur dieser Aufgabe kam es in erster Linie darauf an, leichte Konstruktionsteile auszuführen, die ohne Schwierigkeiten über den weiten Warteraum transportiert werden konnten. Zuvor war die Decke des Warterraumes auf ihre Tragfähigkeit genau geprüft worden.

Für den Bauingenieur bestand die Aufgabe darin, einen Baldachin zu schaffen, der ohne jede Stütze eine Fläche von 370 m überbrücken konnte. Dazu mußten 42 geschweißte Konsolträger (Bild 3) an zwei vorhandene Korinthische Säulen mittels 14 Stahldrahtseilen von 20 mm Durchmesser aufgehängt werden (Bild 4 u. 5).

Die Nachprüfung der Säulen ergab, daß sie eine ausreichende Sicherheit für die neue zusätzliche Belastung boten. So konnten diese Säulen, die im Jahre 1904 errichtet worden waren, und die den ganzen Bogen mit der darauf ruhenden schweren Wandlast zu tragen hatten, für die Verankerung der Seile herangezogen werden. Auch bezüglich der vorhandenen Säulenfundamente boten sich keine Schwierigkeiten.

Die Steifigkeit des Baldachins in seiner aufgehängten Lage bedurfte besonderer Überlegung und mußte im Hinblick auf eine formschöne Gestaltung des Baukörpers, dessen Oberfläche kegelförmig ausgebildet wurde, erreicht werden. Der Aussteifung des Baldachins diente, quer durch die Mitte der Konsolträger laufend, ein besonderer Aussteifungsträger und ein über den Obergurten durchlaufendes Rohr mit 20 cm Durchmesser.

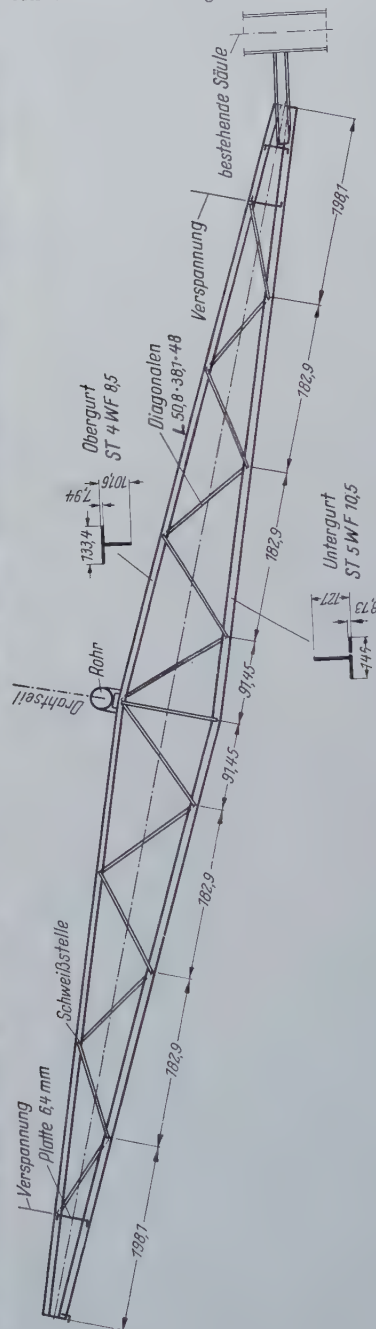


Bild 3. Konsolträger

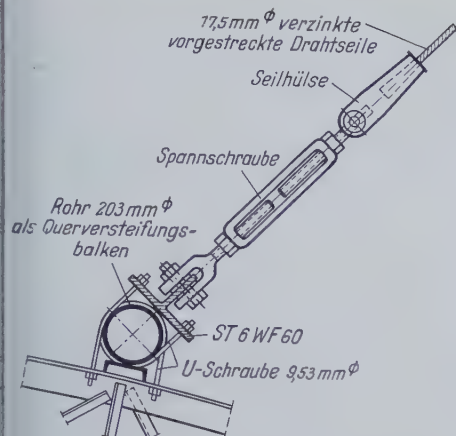


Bild 4. Aufhängevorrichtung am Konsolträger

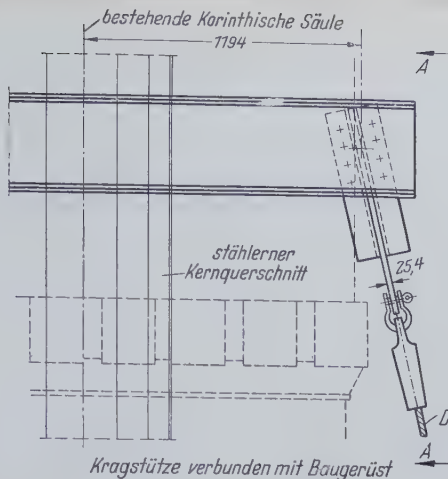
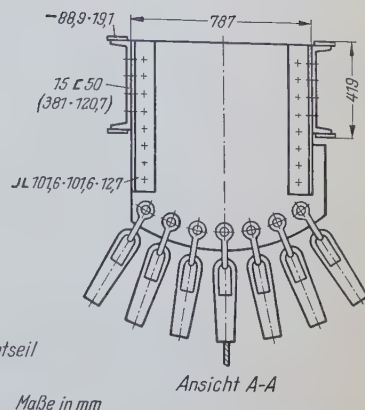


Bild 5. Aufhängevorrichtung an der Säule



Ansicht A-A

Obwohl mit Windkräften innerhalb des großen Raumes nicht zu rechnen war, glaubte der Statiker doch eine gewisse seitliche Kraft in Rechnung stellen zu müssen, die bewirken könnte, daß auf einer Seite Seile schlapp werden könnten. Auch für diesen kaum eintretenden Fall war die Stabilität gewährleistet. Ähnlich wie für Wind wurde auch eine geringe Nutzlast angenommen und hierfür 10 kg/m² in die Rechnung eingeführt.

Die Aufhängung der Konsolträger und das Spannen der Seile erforderten große Sorgfalt und Genauigkeit und auch die Herstellung in der Werkstätte mußte mit äußerster Präzision erfolgen. Die Länge der Seile wurde für eine vorher bestimmte genaue Lage der Spannschrauben (vgl. Bild 4) berechnet. Nach der Verlegung des

aus Teilen zusammengeschweißten Aussteifungsrohres in seine genaue Lage konnten die Spannschlösser entsprechend der Belastung der Seile durch Messung der Entfernung innerhalb der Spannschlösser so eingestellt werden, daß alle Seile die berechnete Länge unter voller Last hatten.

Als eine zusätzliche Vorsichtsmaßnahme wurden während der Montage an den Endträgern und in Mittelpunkten Ketten angehängt, um Seitenbewegungen zu verhindern. Diese Sicherungen wurden beseitigt, nachdem alle Spannschlösser kontrolliert und alle Verbindungen des Baldachins durchgeführt waren.

John G. Hotchkiss, District Engineer,
American Institute of Steel Construction, New York

Neue Kunststoffüberzüge für Stahl

Nachdem auf dem Walzwege plattierte Stahlbleche mit Auflagen aus Kupfer, Messing, Nickel, Silber, Sonderstahl usw. sich als Verbund- oder mehrschichtige Werkstoffe für die mannigfachsten Verwendungszwecke bewährt haben, konnte man auch dazu übergehen, Stahlbleche mit Kunststoff zu überziehen und so Blechen aus gewöhnlichem Stahl wertvolle Oberflächeneigenschaften zu verleihen. Die Eigenschaften des Gesamtwerkstoffes werden durch die Wahl der Ausgangsstoffe entschieden, und zwar die Festigkeit durch die Festigkeit des Bleches, die Korrosionsbeständigkeit und andere Oberflächeneigenschaften durch den Kunststoff als Auflage. Bewährt hat sich für die Oberflächenschicht ein Film aus Polyvinylchlorid, der 0,15 bis 0,30 mm dick sein kann, je nach den Erfordernissen. Der Grundwerkstoff besteht aus einem Thomas-Stahlblech von 0,3 bis 1,25 mm Dicke. Diese Bleche werden in Größen von 2 × 1 m hergestellt. Der Polyvinylchlorid-Film ist auf Grund des Herstellungsverfahrens innig und untrennbar mit dem Blech verbunden. Von den Eigenschaften dieses Überzuges sind hervorzuheben die Alterungsbeständigkeit, Korrosionsbeständigkeit, Stoß- und Klopffestigkeit, Unempfindlichkeit gegenüber Chemikalien und Reinigungsmitteln, die leichte Pflege, lange Haltbarkeit, das schöne Aussehen, zumal jede Farbe eingestellt und somit dieses Bauelement der Umgebung angepaßt werden kann.

Bei Versuchen wurde der Verbundwerkstoff (Handelsname „Skinplate“) Angriffen durch verschiedene Säuren (Schwefelsäure, Salzsäure, Salpetersäure, Essigsäure, Milchsäure usw.) ausgesetzt mit dem Ergebnis, daß die gute Korrosionsbeständigkeit genügend unter Beweis gestellt wurde. Bei Alterungsversuchen in schwerer Industrie-luft zeigte von den Proben in verschiedenen Farben nur die weiße Probe geringe Alterungserscheinungen auf der Oberfläche. Mit Hilfe besonderer Farbzusätze läßt sich jedoch die Lichtechtheit der Farben erhöhen. Bei Feuchtigkeitsversuchen wurden Proben während 1000 Stunden 100%iger relativer Luftfeuchtigkeit bei 70° C ausgesetzt; bis auf leichte Farbänderungen und den Glanzverlust blieben die Proben einwandfrei. Auch die Proben in den Farben weiß, grün, blau und gelb, die bei wechselnden Temperaturen während eines Jahres Sprühregen ausgesetzt waren, wiesen keinerlei Schäden auf. Hervorzuheben ist u. a. besonders die Temperaturbeständigkeit: Blechproben wurden während 600 Stunden in einem Ofen bei einer Temperatur von 65° C gelagert, ohne daß der Überzugsfilm sich trennte oder verzog oder seine Farben verblieben. Auch ein kurzer Dampfstrahl vermag dem Film nichts anzuhängen. Kältetemperaturen von - 20 bis - 30° hält der Film ohne weiteres stand. Er darf allerdings nicht bei diesen Kältetemperaturen verarbeitet werden. Die günstige Verschleißfestigkeit wird besonders dann ausgenutzt, wenn die Überzugsschicht stark beansprucht wird. Eine besondere Oberflächenbehandlung fällt fort, da das kunststoffüberzogene Stahlblech

sich bereits im Verwendungszustand befindet und nur verarbeitet zu werden braucht. Die Bearbeitung kann durch Schneiden, Ausstanzen, Falzen, Biegen, Tiefziehen und Schweißen erfolgen.

Sonderwerkzeuge werden für die meisten Verarbeitungszwecke nicht benötigt, vielmehr kann man sich der gleichen Werkzeuge bedienen wie bei der Verarbeitung von gewöhnlichem Blech. Ohne Beschädigung oder Veränderung des Films können die Bleche geschnitten, gebohrt, gebogen, gekümpelt oder nach irgendeinem Blechverarbeitungsverfahren verarbeitet werden unter der Voraussetzung, daß die Temperatur des Arbeitsraumes 5° übersteigt und vorzugsweise 18 bis 20° beträgt. Die Bleche können in trockenen und gewärmten Räumen lagern, ohne Schaden zu nehmen. Nach der Verarbeitung weisen sie keine Beschädigung, keine Risse oder Verunstaltung auf, sie erhalten auch keinen Anstrich und erfordern keine Unterhaltung. Die für die Verwendung außerordentlich wichtigen Verbindungsarbeiten werden durch Falzen oder durch Schweißen vorgenommen. Für die Zwecke des Schweißens wurde eine elektrische Widerstandsschweißmaschine gebaut. Das kunststoffüberzogene Blech läßt sich schweißen, ohne daß der Kunststoff-Überzug in Mitleidenschaft gezogen wird. Man benutzt allerdings einen Sonderkopf am Elektro-Schweißgerät, mit welchem Druck, Stromstärke und Stromdauer automatisch geregelt werden.

Das kunststoffüberzogene Stahlblech besitzt verschiedene wichtige Verwendungszwecke, wie die Bauindustrie und das Baugewerbe, die Möbelindustrie, die Fahrzeug- und Verkehrsmittelindustrie.

Im Bauwesen bedient man sich dieses Verbundwerkstoffes zur Herstellung von Wandplatten und Zwischenwänden im Hausbau, in Büros, Schulen, Hotels, Krankenhäusern, von Wandverkleidungen in Gaststätten, Küchen, Badezimmern usw., die chemische Industrie verwendet ihn für Rohre und Wannen sowie Behälter und Fässer für ätzende Flüssigkeiten.

Neuerdings ist es gelungen, Kunststoff-Dispersionen zuzubereiten, die in ähnlicher Weise wie Lacke verarbeitet werden können, und zwar durch Spritzen oder Tauchen, und die außerdem im Vergleich zu gewöhnlichen Lackierungen eine Reihe wesentlicher Vorteile haben. Diese Vorzüge liegen zunächst in der in nur einem Arbeitsgang erzielbaren großen Schichtdicke, die bis zu mehreren Millimetern betragen kann, weiter in der bedeutenden Elastizität des Überzuges und in dessen bedingten mechanischen Widerstandsfähigkeit gegen Abrieb-, Stoß- und Schlagbeanspruchungen, in der Porenfreiheit der Überzüge und nicht zuletzt in ihrer chemischen Beständigkeit. Selbst wenn die Überzüge an einer Stelle beschädigt oder verletzt werden sollten, kann ein Ablösen oder Abblättern nicht stattfinden; die schadhafte Stelle kann dann leicht ausgebessert werden.

Diese „Unichrome-Überzugsmaterialien“ können je nach der Art ihrer Verarbeitung in heißtauchbare, kaltauchbare und spritzbare Stoffe unterteilt werden. Wenn eine besonders gute Haftung erzielt werden soll, wird zunächst ein Haftgrund aufgetragen, der bei rund 180° C eingebrannt wird. Für großflächige Stahlgegenstände wählt man die spritzbaren Überzugsstoffe, ebenso dann, wenn auf den Stahlstücken kein allseitiger Schutz des bearbeiteten Gegenstandes erwünscht ist. Der Spritzüberzug wird mit gewöhnlichen Spritzpistolen und unter gewöhnlichem Druck angebracht. Die in einem Arbeitsgang erzielbaren Trocken-Filmstärken können 0,5 mm erreichen. Der Spritzüberzug wird auf die kalten Gegenstände aufgespritzt und bei 180° C eingebrannt.

Bei den heißtauchbaren Überzugsstoffen werden die zu überziehenden Stahlgegenstände sofort nach dem Einbrennen des Haftgrundes oder, falls dieser nicht erforderlich sein sollte, nach dem Aufheizen der Teile auf 160 bis 180° C noch heiß in einen Behälter mit den Unichrome-Überzugsstoffen eingetaucht. Die Schichtdicke kann je nach den Verwendungserfordernissen eingestellt werden, und zwar durch die Temperatur der Stahlteile in den Überzugsstoff und durch die Verweildauer der Stahlteile in diesem Tauchbad. Nach dem Tauchen läßt man die Gegenstände kurze Zeit an der Luft hängen und brennt den Überzug dann bei 180° C ein.

Das Kaltauch-Verfahren wählt man meist dann, wenn es sich um Stahlteile geringer Dicke handelt, wie bei Drahtwaren. Allgemein können mit diesen Überzugsstoffen ohne weiteres mehrere Schichten übereinander aufgetragen werden. Dies richtet sich nach den gestellten Ansprüchen.

Dr. H. K.

Persönliches

Professor Dr. h. c., Dipl.-Ing. Arthur Rohn †

Am 3. Oktober 1956 ist Professor Dr. h. c., Dipl.-Ing. Arthur Rohn, ehemaliger Präsident des Schweizerischen Schulrates, des Züricher Ingenieur- und Architektenvereins (Z.I.A.) und des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (S.I.A.), ehemaliger Rektor der E.T.H., Ehrenmitglied des S.I.A. und der G.e.P. (Gesellschaft ehemaliger Polytechniker), erster Präsident und Ehrenpräsident der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (I.V.B.H.), einem langjährigen Leiden in seinem 79. Lebensjahr erlegen.

Nach Abschluß seiner Bauingenieur-Studien in Zürich im Frühjahr 1899 erhielt Rohn, kaum einundzwanzigjährig, eine Anfangsstellung als Assistent-Ingenieur im Brückenbaubüro der Jura-Simplon-Bahn in Lausanne und wechselte im Herbst 1900 zur Gutehoffnungshütte in Sterkrade, wo er sich bis zum Bürochef emporarbeitete. 1908 wurde er Professor für Baustatik und Brückenbau an der Eidgenössischen Polytechnischen Schule (ab 23. Juni 1911 umbenannt in Eidgenössische Technische Hochschule, E.T.H.), und 1926 Präsident des Schweizerischen Schulrates und somit oberster Leiter der E.T.H. bis zu seinem Rücktritt im Jahre 1948.

Als Professor verstand es Rohn, eine Synthese von Theorie und Praxis herbeizuführen, und als Schulratspräsident hat er sich um den inneren und äußeren Ausbau der E.T.H. unvergeßliche Dienste erworben.

Seiner persönlichen Initiative ist die internationale Aussprache über aktuelle Fragen des Brücken- und Hochbaues im Jahre 1926 in Zürich zu verdanken, welcher im Jahre 1928 die zweite internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien folgte. Die sich an diesen Kongressen zeigende Notwendigkeit einer ständigen internationalen Organisation führte am 29. Oktober 1929 in Zürich zur Gründung der „Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau“ (I.V.B.H.), wobei Rohn durch die Fachvertreter aus 14 Ländern zum ersten Präsidenten gewählt wurde.

Die I.V.B.H. verdankt seinem Weitblick, seiner Konsequenz, seinem Organisationstalent und seiner Überlegenheit ihre Entstehung, seinem festen und treuen Charakter, seiner starken Persönlichkeit, seiner durch nichts zu erschütternden Würde und seinen menschlich gütigen Fähigkeiten ihren Fortbestand und ihre große Weiterentwicklung. Menschen wie Rohn sind selten. Seine nationalen und internationalen Verdienste bleiben unvergessen.

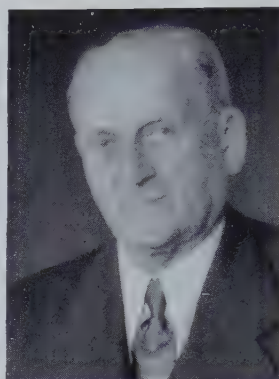
Curt F. Kollbrunner

Otto Blunck †

Als Abteilungspräsident i. R. Dr.-Ing. Otto Blunck am 8. Mai 1957 in Düsseldorf mit seiner Gattin und den nächsten Freunden die Vollendung seines 75. Lebensjahres feierte, konnte wohl niemand aus diesem Kreise vermuten, daß das Geburtstagskind uns schon so bald, am 1. September, für immer verlassen würde.

Es ist nur natürlich, daß ein solcher Tag jeden, der ihn erlebt, besinnlich stimmt. So war es auch nur natürlich, daß Blunck viel Persönliches aufgeschlossen in die erinnerungsbetonende Unterhaltung einfließen ließ. Wer ihn gut kannte, spürte dahinter wohl etwas wie rückblickendes Vorahnen, wie es dem Alter naturgegeben ist. Ein so

nahes Ende aber war wirklich nicht zu erwarten, zumal Blunck sich, sichtlich aufgeräumt und froh, auf eine Reise mit seiner Gattin in das im Mai so schöne Belgien und Frankreich freute.



Otto Blunck stammt wie seine Vorfahren aus Rickelshof in Dithmarschen (Holstein). Er war ein echter Dithmarscher mit dem klaren, aber auch harten Kopf dieses Stammes. Ihm fehlte etwas, konnte er nicht jedes Jahr und wiederholt seine Heimat besuchen.

Bluncks Vater war Architekt mit einem Arbeitsfeld der Praxis eines Landarztes vergleichbar, der auch mit seiner Arbeit ganz auf sich, sein Wissen und sein Urteil gestellt ist. Das formt den Menschen, und Blunck hat von seinem Vater viel übernommen. So war er für das Bauen prädestiniert und wurde Bauingenieur. Die wichtigsten Daten seiner beruflichen Ent-

wicklung sind: 1902 Reifeprüfung, 1907 Diplomhauptprüfung, Regierungsbauführer bei der Eisenbahndirektion Berlin, 1910 Regierungsbaumeister und Hilfsarbeiter in den Brückendepartements des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und der Eisenbahndirektion Berlin. Anschließend war Blunck als Dezernent und Abteilungspräsident ständig im Brückenbau tätig und kam dabei schon frühzeitig mit Geheimrat Dr. Schaper zusammen, mit dem er dann bis zu dessen Tode 1942 eng zusammengearbeitet hat.

Im Jahre 1909 erhielt er die Schinkelplakette und den Schinkelpreis. Es paßt so ganz in das Bild seiner Persönlichkeit, daß er den Preis für eine Studienreise nach Nordamerika, Japan, China, Indien und Ägypten in den Jahren 1913 und 1914 benutzte.

Eine besondere Note bekam sein Arbeiten, als er 1924 von Schaper in den „Paritätischen Ausschuß für Ermittlung der Selbstkosten neuer Stahlbauten“ — „Richtpreisausschuß“ — berufen wurde. Dieser setzte sich zu gleichen Teilen aus Behördenvertretern und solchen der Stahlbauindustrie zusammen, um die Selbstkosten neuer Stahlbauten gemeinsam zu ermitteln und daraus Richtpreise zu entwickeln. Blunck ist dann seit 1937 lange Vorsitzter nicht nur dieses, sondern auch eines gleichen paritätischen Ausschusses für massive Ingenieurbauten gewesen. Hier war Blunck in seinem Element, konstruktive Entwicklung und Wirtschaftlichkeit sowie die Belange von Verbraucher und Hersteller gerecht gegeneinander zu vermitteln. Bei dieser Arbeit hatte er aller Vertrauen als aufgeschlossener Ingenieur und als „Königlicher Kaufmann“.

Blunck ist vielen ein guter Freund gewesen, manchem ein ganzes Leben lang. Gute Freunde sind selten. Gute Freunde vergißt man nicht. —

A. Dörnen

Bücherschau

Bornscheuer, F. W.: Baustatik. Erschienen im Band 4 Angewandte Mathematik, Teil II der Reihe Naturforschung und Medizin in Deutschland 1939—1946. (Für Deutschland bestimmte Ausgabe der FIAT Review of German Science) Verlag Chemie G.m.b.H., Weinheim/Bergstr. 1953.

Im Jahre 1947 ließ die Field Information Agency, Technical (FIAT) das während der Jahre 1939—1946 in Deutschland entstandene Schrifttum auf dem Gebiete der Naturforschung und Medizin sammeln und kritisch würdigen. Diese Berichte, die sich auch auf schwer zugängliche und wenig bekannte Arbeiten erstreckten, wurden damals von namhaften Kennern des jeweiligen Fachschrifttums gewissenhaft und mit größtmöglicher Sorgfalt zusammengestellt und vor einiger Zeit von dem genannten Verlag veröffentlicht.

Bedingt durch die damaligen Verhältnisse mußten die das Bauingenieurwesen betreffenden Referate leider unter dem obigen, etwas irreführenden Gesamttitel eingereiht werden. Es wäre aber bedauerlich, wenn sie deshalb der Beachtung durch die Fachwelt entgehen sollten.

Insbesondere sei der auf dem Gebiete der Statik tätige Bauingenieur auf den reichhaltigen und sachkundigen Beitrag über die Baustatik aufmerksam gemacht. Rund 400 Titel, geordnet nach Teilgebieten und kurz kommentiert, gestatten einen raschen und praktisch erschöpfenden Überblick über die vielfältigen Arbeiten, die in jenen Jahren entstanden sind. Gerade der an Sondergebieten interessierte Statiker findet hier zahlreiche Quellenangaben, z. B. auch für die zunehmend bedeutungsvoll gewordenen Probleme der Hängebauwerke, Trägerroste, Platten, Schalen und Stabilitätsfälle.

Indem sie die Kontinuität zum Gegenwartsschrifttum herstellt, wird diese Schrifttumsschau somit auch heute noch und künftig ihren besonderen Wert behalten.

W. Cornelius

SCHRIFTTUMKARTEI BAUWESSEN

HERAUSGEBER DEUTSCHES BAUZENTRUM E.V.

Schriftleitung: Prof. Dr.-Ing. Karl Egner, Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Fritz
Konhardt, Rechtsanwalt Friedrich Halstenberg, Jutta Kölle, Haupt-
schriftleiter: Clara E. Müller

Bearbeitet von der
Dokumentationsstelle für Bautechnik Stuttgart-W., Silberburg-
straße 119 A und dem Deutschen Verband für Wohnungswesen,
Städtebau und Raumplanung e. V., Köln

Erscheinungsweise: Monatlich

Verteilung / Bezugspreise

Ausgabe A: Sämtliche 208 Karten. Bezugspreis monatlich DM 5,—

Ausgabe B: 96 Karten, besonders für Architekten, Städtebauer,
Baumträger.

Gebiete: Städtebau, Raumplanung, Wohnungswesen, Architektur,
Stadtbau, Baustoffe, Bauteile, Bauausführung.

Bezugspreis monatlich DM 2,30

Ausgabe C: 144 Karten, besonders für Bauingenieure. Gebiete:
Bautechnik, Baugrundfragen, Statik, Baustoffe, Bauteile.

Bezugspreis monatlich DM 3,60

Eingeschlossen in die Bezugspreise ist die einmalige Lieferung von
Belegkarten.

Format der Karten: DIN A 7 (74 x 105 mm). Jede Karte enthält Referat
des Text, Verfasser und Titel der Veröffentlichung; bei Büchern Er-
scheinungsort, Verlag, Erscheinungsjahr; bei Zeitschriften Titel, Band-
zahl, Jahrgang, Heftnummer, Seitenzahl; in beiden Fällen ergänzende
Angaben über Abbildungen, Zeichnungen, Tabellen usw.

Art des Bezuges: Die Karten können als lose Karten bezogen werden
oder auf Bogen DIN A 4, je 8 Karten zusammengefaßt.

VERLAG WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF, HOHENZOLLERNDAmm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

..... Expl. Einbanddecken für DIE BAUTECHNIK Jahrgang 1957
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für DER STAHLBAU Jahrgang 1957
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für Beton- und Stahlbetonbau
Jahrgang 1957
Leinen DM 3,50

Einbanddecken früherer Jahrgänge sind noch lieferbar.

Ort und Datum

Unterschrift

Richtlinien
für die Durchführung von
Bauaufgaben
des Bundes
im Zuständigkeitsbereich
der Finanz-Bauverwaltungen
— RBBau —

Herausgegeben vom
Bundesminister der Finanzen
Bonn 1957

Grundwerk DM 3,95
Partiepreise für Abnahme von
15 Expl. je Expl. DM 3,75
50 Expl. je Expl. DM 3,55
Ergänzungs- und Austauschblätter
je Blatt DM 0,06

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch
jede Buchhandlung

BUCHERZETTEL

An den

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Berlin - Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169

7 Pf.



RAHMENFORMELN

Gebrauchsfertige Formeln
für alle statischen Größen zu allen praktisch
vorkommenden Einfeld-Rahmenformen aus
Stahlbeton, Stahl oder Holz

Von
Prof. Dr.-Ing. Adolf Kleinogel
Darmstadt

Zwölfte, überarbeitete und ergänzte Auflage

114 Rahmenformen mit 1578 Abbildungen. Mit Fällen
allgemeiner und bestimmter Belastung einschließlich
Wärmeänderung, nebst Einleitung und Anhang mit
Belastungsgliedern und Anwendungsbeispielen

Format Gr.-8°/XX · 460 Seiten · Broschiert 48,— DM
Ganzleinen 52,— DM

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF, HOHENZOLLERN DAMM 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung
bei der Deutschen Bundesbahn
und ihren Vorgängern

Von Techn. Bundesbahn-Oberinspektor a. D.
ALFRED ILLMANN

und Techn. Bundesbahnamtman
HANS KURT OBST

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Neues für den Brückenbau!



Ein Beispiel von vielen: Klappbrücke in den Surrey Commercial Docks, London, mit einem Belag aus SEMTEX SX 153.

Der neuartige fugenlose Brückenbelag
SEMTEX SX 153 bietet Ihnen eine ganze
Reihe wesentlicher Vorzüge:

Sicherheit

SEMTEX SX 153 ist ein Naturlatex-Erzeugnis — elastisch, haftfest, rutsch- und schwingungssicher.

Haltbarkeit

SEMTEX SX 153 ist besonders abriebfest, alterungs- und witterungsbeständig. Ein weiterer Vorzug: Der Belag schützt die Bauteile vor Korrosion.

Geringes Gewicht SEMTEX SX 153 ist das Leichtgewicht unter den Brückenbelägen und kommt deshalb der modernen Konstruktionsweise sehr entgegen.

SEMTEX

SX 153

Alle wichtigen Angaben, auch über die Verlegung von SEMTEX SX 153, erhalten Sie unverbindlich von der Dunlopian GmbH, Hanau am Main, Dunlopstraße 2.

STELLENANGEBOTE

HUMBOLDT
sucht

für seine Abteilungen

Brückenbau u. Hochbau

erfahrene und selbständig arbeitende

**Konstrukteure
und Statiker**

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisfotokopien sowie Angaben über frühesten Eintrittstermin erbeten an

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ

AKTIENGESELLSCHAFT

PERSONALVERWALTUNG - ANGESTELLTENABTEILUNG - KÖLN-DEUTZ

Nicht mehr benötigte
Bewerbungsunterlagen
bitten wir unverzüglich wieder zurückzusenden**DEMAG**Wir suchen für die **VERKAUFSABTEILUNG**
unseres Werkes **STAHLBAU**
als Vertreter des **ABTEILUNGSLEITERS**
einen erstklassigen**OFFERTINGENIEUR**mit abgeschlossener Ingenieur-Ausbildung
(TH od. HTL) sowie mehrjähriger Erfahrung
in der Kalkulation u. Angebotsbearbeitung
für BRÜCKEN- und HOCHBAUTEN.

Sprachkenntnisse erwünscht.

Angebote mit allen Unterlagen sowie Angabe
der Gehaltsansprüche erbeten an**DEMAG AKTIENGESELLSCHAFT DUISBURG**

Personal-Abteilung

**Die Stadt Duisburg — Ortsklasse S —
sucht zum baldigen Eintritt mehrere****Tiefbauingenieure**Neben einer abgeschlossenen Fachschulbildung sind
im einzelnen folgende Kenntnisse erwünscht:

- a) Ein- bis zweijährige Praxis in der Aufstellung
neuezeitlicher Entwürfe für städtische Straßen-
bauten. Jüngere Bewerber werden bevorzugt.
Kennziffer: 261.
- b) Gründliche praktische Erfahrungen und Kennt-
nisse im Brückenbau (Statik und Entwurf) und
im bautechnischen Verwaltungsdienst.
Kennziffer: 262.
- c) Praktische Erfahrungen auf dem Gebiet der
Stadtentwässerung und der damit verbundenen
Planung.
Kennziffer: 263.

Vergütungen nach Va/VI b TO. A.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf,
Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind
bis zum 31. 1. 1958 unter Angabe der **Kennziffer**
an das **Personalamt der Stadtverwaltung Duisburg**
zu richten.**Montageleiter**von großer Betonwarenfabrik gesucht. Er muß
Schweißfachingenieur sein und Erfahrung in der
Montage von Skelett- und Kranbauten haben. Ihm
soll auch die Leitung der gut ausgerüsteten Schlosserei
übertragen werden, die zu einem Stahlbaubetrieb
ausgebaut werden soll. Ferner werden Kenntnisse
in der Betriebsführung, Kalkulation und in der
Betriebsabrechnung verlangt.

Bei der Beschaffung einer Wohnung sind wir behilflich.

Bewerbungen mit Zeugnissen, Lichtbild, handgeschrie-
benem Lebenslauf und Gehaltsansprüchen bitten wir
zu richten unter Nr. 20 279 an die Anzeigenabteilung
„Der Stahlbau“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollern-
damm 169.**Suchen Sie tüchtige Mitarbeiter?****Suchen Sie einen verantwortungsvollen Arbeitsplatz?**
dann inserieren Sie in „DER STAHLBAU“

STELLENGESUCHE

Diplom-IngenieurMitte 40, mit langjähriger Erfahrung in Entwurf, Ausführung
und Kalkulation auf dem Gebiet des Stahlhoch- u. Brücken-
baues, in ungekündigter, leitender Stellung, mit besten
Beziehungen zu Industrie und Behörden, sucht neuen
selbständigen Wirkungskreis (Lebensstellung).Zuschriften erbeten unter Nr. 20 275 an Anzeigenabteilung
„Der Stahlbau“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollern-
damm 169



Gegründet 1892

BAUUNTERNEHMUNG E. HEITKAMP

WANNE-EICKEL

Fabrikfliess

für jeden Verwendungszweck aus unserem reichhaltigen Programm:

Fliess kalkbasiische Elektroden

Fliess UP-Schweißdraht 0,5–3%, Mn
für Automatschweißung

Fliess Autogenschweißdraht für Eisen, Kupfer,
Bronze, Aluminium usw.

Fordern Sie bitte Prospekte an
HERMANN FLIESS & CO. DUISBURG



Kalt-Tauchverfahren



Kallisten

*Kunststoff-
Beschichtung
für Drahtwaren
und Beschläge*

Chemische und Lackfabrik
Kreuer & Co. G. m. b. H. · Köln-Nippes

Soeben erschienen



HÜTTE

Taschenbuch
für
Betriebsingenieure

BETRIEBSHÜTTE

BAND II · BETRIEB

Fünfte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage
XXII, 810 Seiten · 1050 Bilder · 305 Zahlentafeln · DIN A5
Leinen 66,— DM · Leder 78,— DM

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Abschnitte und der
dazugehörigen Seitenregister sowie einem Stichwortverzeichnis
mit etwa 4500 Stichwörtern

So urteilt die Fachpresse des In- und Auslandes:

- ... einfach vorbildlich in seiner Inhaltsfülle
und Gestaltung ...
- ... kostbares Nachschlagewerk ...
- ... zweckmäßige und würdige Ausstattung ...

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN


Zu beziehen durch jede Buchhandlung

DAS BÜRO IN DER AKTENTASCHE



ADLER TIPPA

FRAGEN SIE IHREN FACHHÄNDLER


 **ERFAHRUNG**
 **ERFAHRUNG
Fortschritt**
 **ERFAHRUNG
Fortschritt
Qualität**

*wer Stahl verbraucht,
kennt dieses Zeichen*



Unter diesem Zeichen arbeiten 30 000 Mann in unseren Hochofen- und Stahlwerken, in Walz-, Preß- und Schweißwerken, in Prüf- und Forschungsabteilungen. Hier verbindet sich seit der Gründung unseres ersten Werkes vor über hundert Jahren traditioneller Erfahrungsschatz mit den stetig wachsenden technischen und wissenschaftlichen Erkenntnissen unserer Tage.

Wir erzeugten im Geschäftsjahr 1956/57 rund

2 138 000 t Roheisen

2 423 000 t Rohstahl

2 457 000 t Walzstahl,

Stahlrohre und Röhrenerzeugnisse

Grobbleche und Grobblecherzeugnisse

PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF